

## ÜBER DEN NEUBAU DES PLAZA-THEATERS AM KÜSTRINER PLATZ IN BERLIN MIT BESONDEREM HINWEIS AUF DIE INGENIEURKUNST.

*Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin.*

Im Anfang dieses Jahres ging im Osten Berlins ein Bauwerk seiner Vollendung entgegen, das wegen der bautechnischen und künstlerischen Verschmelzung von Nutz- und Kunstbau, von alter und neuer Bauform, wegen der gewandten, produktiven und großzügigen Ausnutzung eines bestehenden Raumes

und Grundstücks, schließlich mit Rücksicht auf den bekannten Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton als Tragbaustoff, insbesondere bei der Eigenart einzelner Baukonstruktionen, das Interesse von Ingenieur und Architekt mit Recht beanspruchen darf.

Es handelt sich um eine neue Zweigstätte der bekannten Scala-Theater-Gesellschaft, um das Plaza-Theater am Küstriner Platz in Berlin, das in dem nicht mehr benutzten Ostbahnhof der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft weiträumig und kunstgerecht eingebaut wurde, um der Bevölkerung in diesem Stadtteil Berlins etwa vom 1. Februar 1929 ab als Kunst- und Vergnügungsstätte dienen zu können.

Kühn, weit-schauend, eigenartig und schöpferisch war die Idee, die diesem Unternehmen zu einer vielseitigen Vergnügungsstätte für etwa 3200 Personen im Rahmen einer für ganz andere Zwecke bestimmten Altanlage zugrunde lag; sie stellte bei den großen Ansprüchen eines verwöhnten Großstadtpublikums den schaffenden Künstler vor eine schwierige und imposante Aufgabe des modernen Theaterbaus, den Ingenieur bei den neuzeitlichen Bedingungen der Feuer- und Standsicherheit, der Wirtschaftlichkeit und Schnelligkeit des Bauens, der Freiheit für Verkehr, Raum und Blickfeld, vor ungewöhnliche Konstruktionen zur Überwindung von Raum und Last. Dieses Bauwerk

erscheint mir als ein glänzendes Beispiel für die glückliche und erfolgreiche Gemeinschaftsarbeit von Architekt und Ingenieur.

Der alte Ostbahnhof wurde in den Jahren 1866—1869 von den Oberbauräten Lohse und Schwedler errichtet; er

wurde in den späteren Jahren infolge einer Änderung der Dispositionen für den Eisenbahnverkehr (Stadtbahn und Schlesischer Bahnhof 1888) zum großen Teil überflüssig und diente zuletzt nur noch als Lager-raum.

Diese 1846 begonnene Ostbahn, als erste eine Staatsbahn Preußens aus eigenen Staatsmitteln erbaut, führte von Berlin nach Bromberg, Dirschau, Königsberg, Danzig, Marienburg, sowie nach Frankfurt a. O., Küstrin und Landsberg usw.

Das große s. Zt. mit einer in Berlin bis dahin unbekannten Pracht ausgestattete, im Ziegelrohbau errichtete

Bahnhofgebäude besteht aus einem dreistöckigen Kopfbau und zwei größtenteils einstöckigen Flügelbauten in der entsprechenden

Monumentalarchitektur jener Zeit für Empfang, Verwaltung und Be-

trieb des Bahnhofs. Kopf- und Seitenbau zeigen die Abb. 1 und 2. Das Gebäude umfaßt, was hier noch mehr interessiert, eine 37,66 m weite und 188,30 m lange Bahnhofshalle, die von einem kühn und sicher geschwungenen Bogendach überspannt wird. Dieser Hallenbau, der aus der Frühzeit der Eisenbahnen und der Baustatik stammt, kann mit seinen gefälligen, unversehrten Doppelbindern aus Schweißeisen (25 Stück) noch heute das Auge des Eisenfachmanns und Konstrukteurs erfreuen.

Die von Schwedler, dem Altmeister im Brücken- und

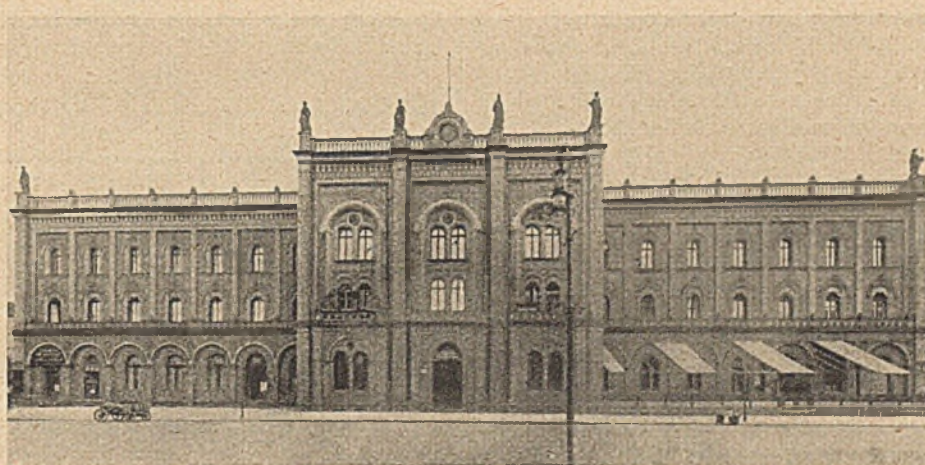


Abb. 1. Monumental-Hauptfront des alten Ostbahnhofs von 1869 und des neuen Theaters von 1929.

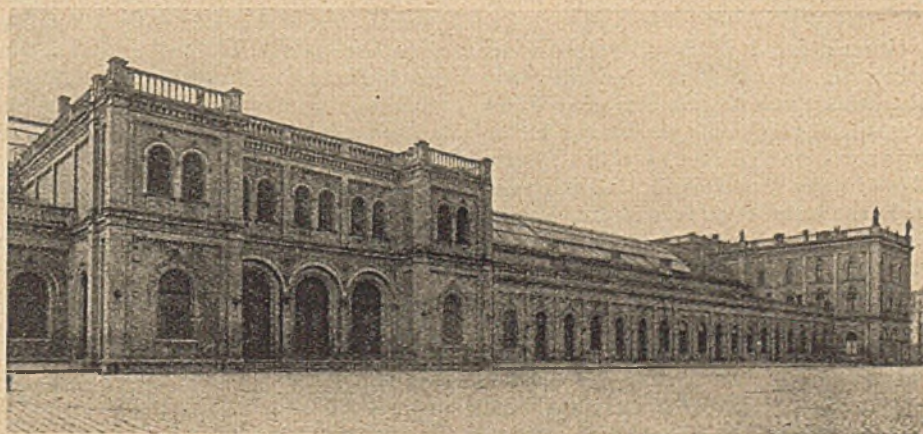


Abb. 2. Monumental-Seitenansicht vom Ostbahnhof und Theater.



Eisenhochbau, errichteten Hallenbinder bestehen aus Dreigelenk-Zwillingsbogenträgern kastenförmigen Querschnitts, die in Abständen von 7,50 m sich auf 6,90 m über Flur angeordnete, gußeiserne Konsole in den schweren Massivwänden der Halle mittels schmiedeeiserner Bolzen stützen, sowie etwa 37 m Stützweite und 16 m Höhe des Scheitलगеленks aufweisen.

Einen Blick von der Arbeitsstätte aus in den von diesen Bindern überspannten Hallenraum und auf die Hallenseite des Kopfgebäudes gestatten die später erörterten Abbildungen des Neubaus.

Aus dem alten Bahnhof soll nun, und zwar ohne Schaden für die gute Gesamterscheinung der Kombination und ohne Eingriff in das Äußere des Monumentalbaus, eine Vergnügungsstätte modernen Stils geschaffen werden, die für die Unterhaltung und Bildung der großen Zuschauermenge von 3200 ein Lichtspieltheater, ein Varieté, einen Tanzsaal und Gaststätten nebst entsprechenden Nebenräumen enthalten, im übrigen aber auch Tierdressurvorfürungen gestatten soll. Es war demnach ein sehr vielseitiges, abwechslungsreiches Programm für das Spiel, auch für den Neubau vorgesehen.

Das neue Theater mußte nach den mit der Reichsbahn gepflogenen Vereinbarungen in die von der Skala-Gesellschaft auf 30 Jahre gepachtete Altanlage von rd. 110 m Länge so eingefügt werden, daß der Kopfbau nebst anschließenden Längsgebäuden nach der Straße zu möglichst erhalten und auch die bestehende Halle bis auf einen geringen Teil unberührt bleiben. Die Vereinigung des Raumes mit den verfügbaren Räumlichkeiten und Höhenabmessungen, z. B. die Unterbringung eines weit und hochgespannten Kuppelbaues über den Zuschauerraum, stellt hohe Ansprüche an die Kunst des Ingenieurs, der hier mit der auf imposante Raumwirkung bedachten Architektur ersprießlich und einheitlich zusammenarbeiten muß. Die Einfügung eines den modernen Ansprüchen an Licht, Luft und Pracht genügenden Raumes in die bestehenden Verhältnisse verlangte von vornherein eine sehr beschränkte Bauhöhe wichtiger Tragteile.

Für die Theatereinrichtung ist von der Entwurfs- und Bauleitung eine Gesamtanlage vorgesehen, wie sie in dem Übersichtsplan (Abb. 3) skizzenhaft dargestellt und nachstehend erläutert ist.

In dem unteren Stockwerk des Mittelkopfbau an der Straße, mit weiterem Ausbau der alten Seitenräume unter Abfangen bestehender Zwischenwände von drei Stockwerken durch weitgespannte Vollwandträger (2 Säulen), eine geräumige, künstlerisch ausgestattete Eingangs- und Kassenhalle (Foyer), anschließend der große Zuschauerraum ovalen Grundrisses, der etwa 2200 Sitzplätze im Parkett und etwa 1000 in den darüber liegenden, sich herumziehenden Rängen umfaßt. Es ist ein Kuppelbau in elliptischer Form mit  $40,35 \times 48,30$  m Achsenlänge und 20 m Höhe in imposanter Größe; er wird durch ein von besonderer Tragkonstruktion gestütztes Moniergewölbe überspannt und von 10 m hohen Umfassungswänden eingefast. Dieses Gewölbe mußte unter und ohne Berührung der von den genannten Bogenbindern getragenen Hallendachhaut nach den von der Reichsbahn gestellten Bedingungen eingebaut werden. Zu beiden Seiten des Zuschauerraumes sind noch besondere Umgänge und Nebensäle entwickelt, die dem Publikum als angenehme Wandelhallen dienen sollen. Die Weiträumigkeit des alten Bahnhofs gestattet eine glückliche Entfaltung für den ungezwungenen Verkehr großer Menschenmassen bei geschickter Disposition.

An den Zuschauerraum schließen sich unmittelbar eine Vorbühne und das große, für eine Vollbühne ausgebaute 31 m hohe, 15 m tiefe und 40,35 m weite Bühnenhaus an, das oben von einer Eisenfachwerkwand abgeschlossen ist, das Bogendach der Bahnhofshalle durchbricht und noch 11 m darüber hinausragt. Es enthält über der Vorbühne einen Schnürboden, einen feuersicheren Eisenvorhang von 19 m Breite und 9 m Höhe,

eine Bedienungsbrücke, einen Artistensteg sowie die erforderlichen Treppenläufe und eine Beleuchtungsbrücke.

Dem Bühnenhaus folgt noch unmittelbar ein in mehrere Säle eingeteilter Raum für Restaurations-, Tanz- und Konferenzzwecke in einer Größe von etwa 40 m Breite und 30 m Tiefe, sowie 13,70 m Höhe, der ebenfalls unter dem Bogendach von einer an neuen Eisenbindern angehängten Monierkuppel — nach der Form der über ihr liegenden Hallenbinder, aber getrennt von ihnen — weiträumig überspannt wird. Zu den hier gelegenen Restaurations- und Vergnügungsräumen führen unter dem Bühnenhaus hindurch zum Zuschauerraum zwei Tunnel, die eine bequeme Verkehrsverbindung ermöglichen.

Hinter diesen Räumen wird noch eine Querdurchfahrt eingeschaltet und eine Eisenfachwerkwand, im ganzen Querschnitt der Bahnhofshalle eingebaut, die, auf Winddruck berechnet, als Abschluß der ganzen Theateranlage gegen den übrig bleibenden als Speicherraum benutzten Hallenteil dienen soll.

Eine weitere Erläuterung geben die Darstellungen.

Betreffs der Baukonstruktionen, soweit sie bei diesem eigenartigen, wohl kaum je in diesem Ausmaß ausgeführten Theaterbau ein besonderes Interesse beanspruchen dürfen, sei unter Hinweis auf die Entwurfszeichnungen Abb. 4, 5 u. 6 —

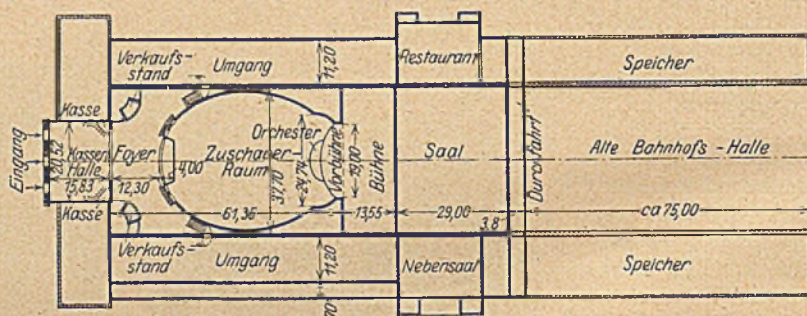


Abb. 3. Gesamt-Grundriß-Anlage des neuen Theaters. (Übersicht.)

Gesamtlängenschnitt und Querschnitt der Bauanlage wie Grundriß der Ranganordnung — und mit Bezug auf Abb. 3 folgendes ausgeführt:

Es sei grundsätzlich vermerkt, daß bei den äußerst beschränkten Bauhöhen, bei der Größe der frei zu überspannenden Räume, ferner bei der räumlichen Beschränktheit unter dem alten Hallendach und bei der damit verbundenen Schwierigkeit des Aufbaus der Tragteile, schließlich bei der geforderten Beschleunigung des Baues, bei den großen Lasten und weitausladenden Kragkonstruktionen von vornherein als Tragematerial wohl nur der Stahlbau allein in Betracht kam.

Eine besondere Schwierigkeit lag bei Lage der Dinge darin, daß die neuen Eisenkonstruktionen zwischen der vorhandenen Hallenkonstruktion eingebaut werden mußten, ohne an Raumwirkung und Montagefreiheit zu verlieren. Insbesondere war von dem Architekten die Bedingung gestellt, möglichst große Lichthöhe für die Theaterkuppel zu schaffen, so daß mit geringsten Systemhöhen für die neuen Träger gearbeitet werden mußte.

Um die nach feuerpolizeilicher Forderung 4 cm starke Gipsdrahtputzdecke und die 4 cm starke Monierdecke, welche als elliptische Kuppel mit seiner indirekten Beleuchtungseinrichtung sich über dem Zuschauerraum wölbt, zu tragen, sind zwei große als einfache Balken ausgebildete, statisch bestimmte bogenförmige Hauptbinder von 39,50 Stützweite, im gegenseitigen Abstand von etwa 20 m angeordnet, siehe Abb. 4 u. 5. Zwischen ihnen spannen sich leichtere Fachwerkträger, welche sich der Form der Monierkuppel anpassen. Nach der Seite des Bühnenhauses sowie nach der Seite des Rangunganges schließen sich ebenfalls leichte Fachwerkkonstruktionen an die Hauptbinder an; sie werden einerseits gestützt durch die eiserne Fachwerkkonstruktion des Rangunganges, andererseits durch die Artistenbrücke. Leichte Walzträgerprofile sind zum Anhängen der Rabitzdecke vorgesehen.



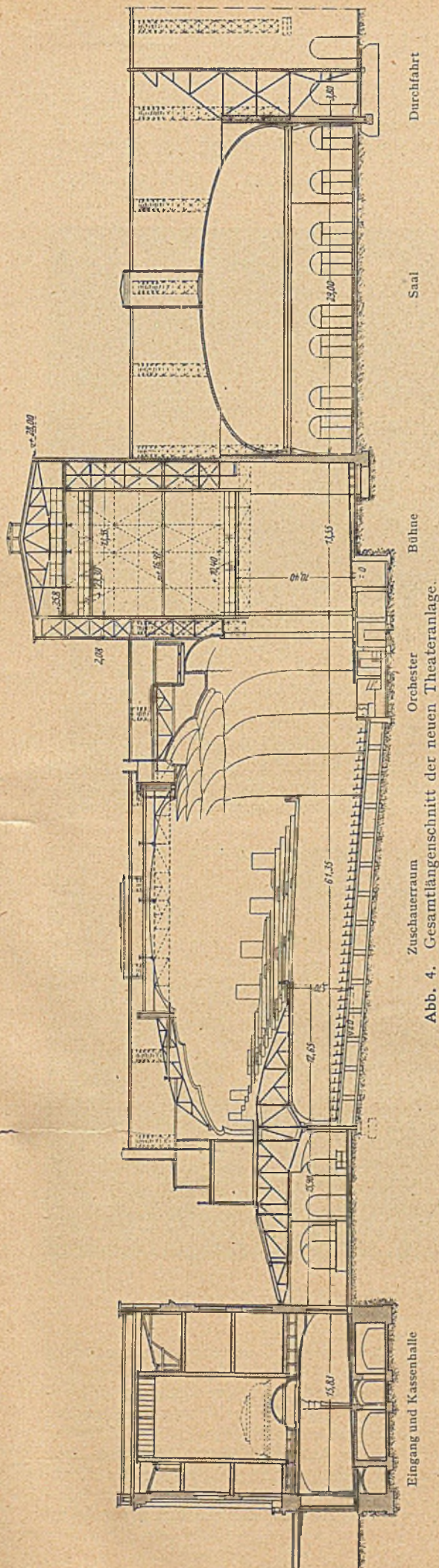
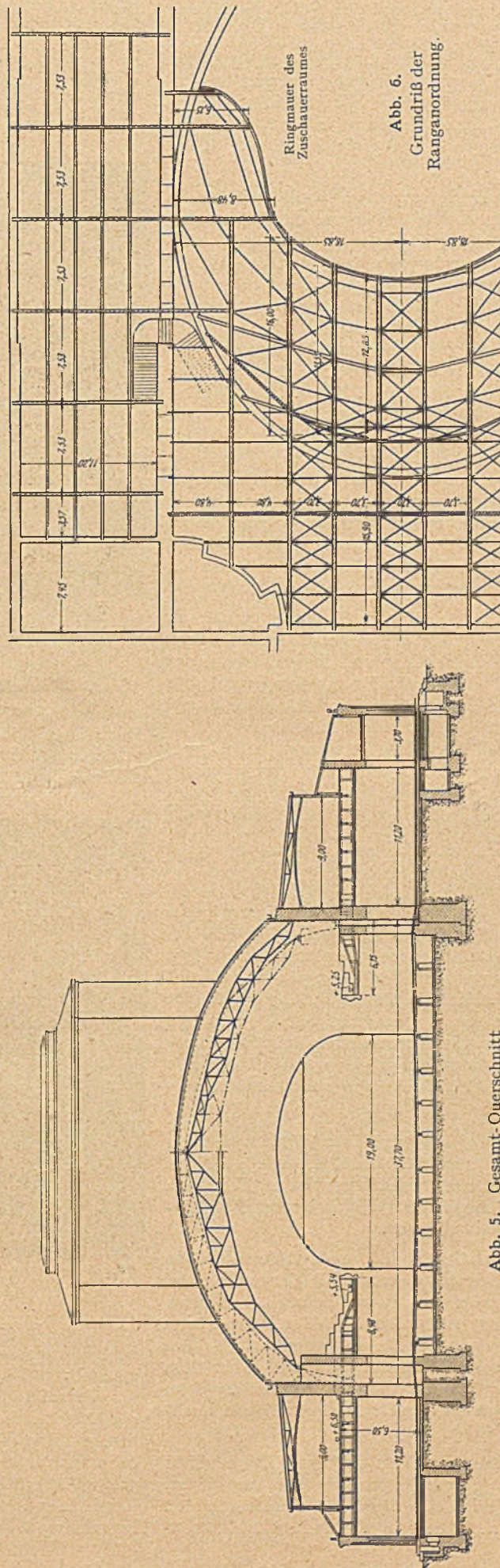


Abb. 4. Gesamtlängenschnitt der neuen Theateranlage.

Abb. 6.  
Grundriß der  
Ranganordnung.

Da die Tragkonstruktion der Kuppel innerhalb der alten Bahnhofshalle sich befindet, braucht sie nur ihr Eigengewicht und die aus Moniermasse bestehende Zierverkleidung zu tragen, etwa  $220 \text{ kg/m}^2$ .

Außer den Parkettplätzen steht noch ein besonderer großer Rang mit 1000 Sitzplätzen im Zuschauerraum zur Verfügung. Zum ersten Male wurde hier zur Stützung des  $6,40 \text{ m}$  über Flur liegenden Ranges eine Anordnung gewählt, die von der üblichen erheblich abweicht. Während bei den meisten Bauten die Rangaussladung nur bis zu etwa  $9 \text{ m}$  beträgt, soweit hier bekannt, und um Platz zu gewinnen, die Sitzfläche noch weit hinten über dem Foyer angeordnet ist, ragen hier  $15 \text{ m}$  freivorgespannte Träger in den Zuschauerraum hinein.

Es ist in der Hauptsache eine Konstruktion von acht parallel der Hallenlängsachse gelegten Fachwerkträgern vorhanden, die, um diese Aussladung zu ermöglichen, rückwärts in der Mauer des Kopfgebäudes verankert sind, sich im Kragpunkt auf besondere Stahlsäulen stützen, entsprechend kräftig und steif gebaut, sowie auch zur sicheren Aufnahme dynamischer Lasten — von  $500 \text{ kg/m}^2$  Menschengedränge nebst Eigengewichten — untereinander noch stand sicher verbunden sind. Diese Kragträger sind  $28,2\text{—}32,8 \text{ m}$  lang, der Verankerungsteil etwa  $17 \text{ m}$  (siehe die Abb. 4 u. 6).

Der Seitenrang wird von  $8 \text{ m}$  langen Blechträgern getragen, die gleichfalls als Kragträger ausgebildet sind und sich auf der



Ringmauer des Zuschauerraumes und auf den Gebäude-Außenwänden stützen. (Abb. 6.)

Der gesamte obere Belag besteht aus Holzkonstruktion. Die untere Schicht ist mit Monier-Drahtputz feuersicher verkleidet. Der sich über dem Foyer erstreckende Teil der Rangkonstruktion ist, soweit die oberen Umgänge in Frage kommen, massiv eingedeckt. Im übrigen besteht die Decke aus Holzbalken mit Zwischenfüllung.

Um bei der Rangkonstruktion unvermeidliche Schwankungen und Durchbiegungen soweit wie irgend möglich zu beseitigen, wurden für die Verteilung der Massen- und Einzellasten die einzelnen Gitterträger untereinander mehrfach verbunden. Zunächst wurde als Rangbrüstungsträger ein Blechträger gewählt, der sich der äußeren Form des Ranges anschmiegt, außerdem wurde 7,50 m weiter zurück ein Gitterträger eingebaut, der die einzelnen Rangträger verbindet und sein Auflager an der Theaterringmauer findet. Weiterhin erhielt die Außenwand des oberen Umganges, welche als Fachwand ausgebildet wurde, eine Diagonalverstrebung zwischen ihren Stielen, so daß auch sie als Gitterträger wirkt. Das ganze Tragwerk ist somit imstande, infolge der Quer- und Längsversteifung Durchbiegungen einzelner Träger, verursacht durch örtliche Größtlast, auf die Fachwerkträger zu übertragen und somit fast gleich große Durchbiegungen der gesamten Rangkonstruktion zuzulassen. Wie man sieht, hat die außergewöhnliche Ausladung des Ranges auch außergewöhnliche Konstruktionsmaßnahmen erforderlich gemacht. Eine Stahlstütze bekommt einen Größtdruck von 250 t.

Da ein Rang solcher Ausladung wohl bisher weder in Amerika noch in Europa ausgeführt wurde, ergaben sich neben gründlichen Untersuchungen statischer und konstruktiver Art seitens der Entwurfsleitung eingehende Besprechungen mit der zuständigen Baupolizei, die unter allen Umständen und mit vollem Recht größte Sicherheit gewährleistet haben wollte. Auf Wunsch dieser Behörde sind besondere Belastungsproben veranstaltet worden, um mit feinsten Instrumenten Schwingungen und Durchbiegungen festzustellen und Erfahrungen für spätere Theaterbauten zu sammeln. Durchbiegung und Schwingung unter bewegten Menschenmassen waren verschwindend gering; aber das günstige Ergebnis wird von berufener Stelle berichtet werden.

Es ist ein besonderes Verdienst des die Baukonstruktion entwerfenden und überwachenden Zivilingenieurs Wilhelm MacIzer, Berlin, im Einvernehmen mit den Architekten Cay und Abicht, und mit Bezug auf die Ausführung der Eisen- und Brückenbau-Anstalt von D. Hirsch, Berlin, auf diesem Gebiet moderner Ingenieurkunst einen bedeutsamen Schritt vorwärts getan zu haben, der in Zukunft auch an anderer Stelle der Kunst und Technik zugute kommen kann, zugleich vom ungebrochenen Arbeitswillen und der Schöpferkraft deutschen Unternehmungsgeistes zeugt.

Dieser weit ausladende, sich in gefälliger Form und Linie herumziehende und seitlich anschmiegende, sowie noch etwa 6,4 m über Parkettraum sich erhebende Rang wird m. E. in dem großen Kuppelraum einen ebenso kühnen wie imposanten Eindruck bei dem Beschauer hinterlassen.

Interessant ist außerdem die Eisenkonstruktion des das alte Dach als besonderer Teil überragenden Bühnenhauses, dessen Firsthöhe 31 m beträgt und dessen Schnürboden etwa 26 m über Flur sich erhebt (siehe Abb. 4). Im Bühnenhaus schließt ein Eisenvorhang von 19 m Breite und 9 m Höhe den Bühnenraum feuersicher vom Zuschauerraum ab. Über dem Vorhang erhebt sich eine 25 cm starke Fachwerkswand, welche die beiden Räume oben trennt und von einem kräftigen Fachwerkträger getragen wird (Abb. 4).

Um den Zuschauerraum unabhängig vom Bühnenhaus fertigstellen zu können, wurde die Konstruktion so ausgeführt, daß keinerlei Tragkonstruktion des Zuschauerraumes mit den tragenden Teilen des Bühnenhauses in Verbindung steht, son-

dern beide Gebäudeteile völlig unabhängig von einander selbständig stehen können. Der von massiven Decken zwischen Stahlträgern getragene Bühnenfußboden nebst Seitenräumen ist für eine gleichmäßige Belastung von 2000 kg/m<sup>2</sup> bemessen.

Über der Vorbühne des Bühnenhauses erhebt sich der schon

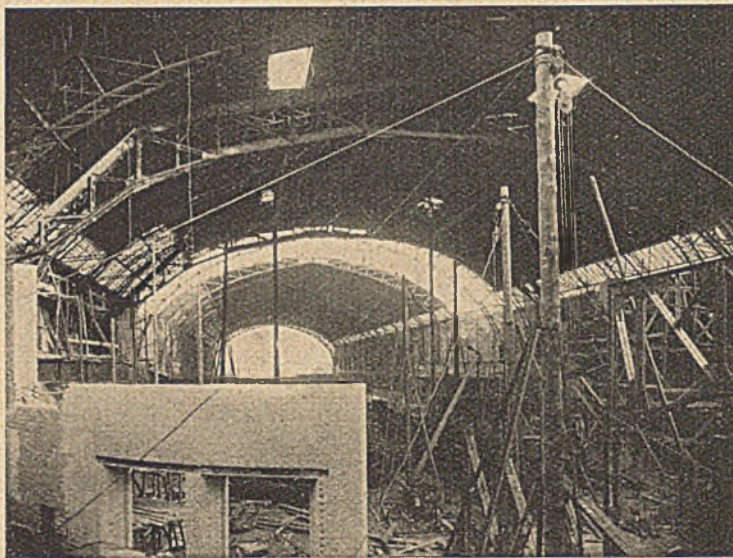


Abb. 7. Einbau der neuen Bogenträger und Einblick in die alte Bahnhofshalle.

erwähnte Artistensteg, der auch einen Laufgang und eine Beleuchtungsbühne aufnimmt. Dieser Steg wird von zwei 4 m voneinander entfernten Fachwerkträgern gebildet. In der Hauptsache soll die Artistenbrücke die Apparate der Künstler auf-



Abb. 8. Konstruktion der Rangträger.

nehmen, wobei neuerdings mit Einzellasten von rd. 2000 kg zu rechnen ist.

Betreffs der Anlage und Montage der Eisenkonstruktion, die bei der Eile der Bauausführung und bei den beschränkten Räumlichkeiten sowie wegen der Rücksicht auf die anderen Bauarbeiten in demselben Raum natürlich auch große Ansprüche an die Leistung und Disposition der Eisenbaufirma wie an die die Entwurfsausführung leitenden Oberingenieure stellte, sei unter Hinweis auf die den Bauzustand



darstellenden Abb. 7, 8, 9, 10 u. 11 noch besonders folgendes erwähnt:

Nachdem der Abbruch des alten Mauerwerks im bestehenden Bahnhof, soweit es beseitigt werden mußte, erledigt war, wurden die Bauarbeiten — für Massivausbau und Fundamente — des Theaters in den letzten Augusttagen des Jahres 1928 vergeben und Anfang September in Angriff genommen. Nach Fertigstellung der ersten Fundamente konnte mit der Montage der Eisenkonstruktion begonnen werden. Hierbei ist besonders bemerkenswert, daß ohne irgendwelche feste Rüstungen montiert werden mußte, da die Bauarbeiten nicht behindert werden durften und nur so der schnelle Fortschritt der Gesamtarbeit erzielt werden konnte. Besonders hinderlich war das vorhandene Dach für die Aufstellung der neuen Hauptbinder, von

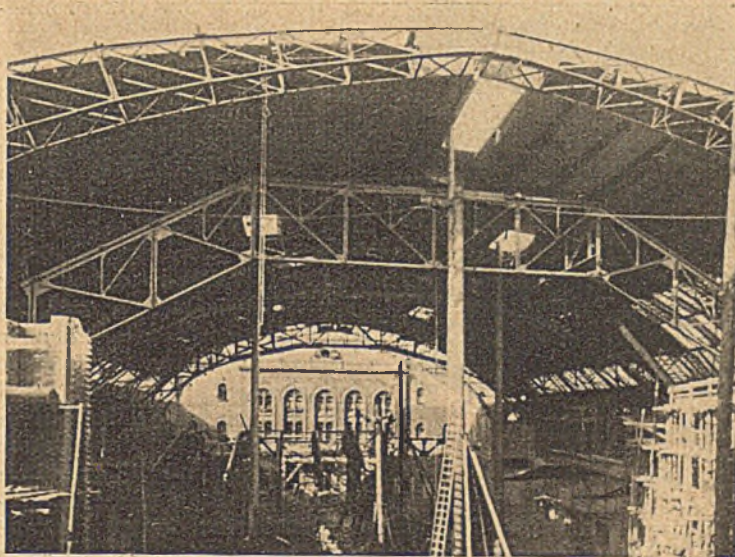


Abb. 9. Einbau der neuen Kuppelträger unter dem alten Hallendach.

denen jeder etwa 50 t wiegt. Aus den Abb. 7 und 9 ist zu ersehen, daß die Montage-Bäume das alte Dach an den in Frage kommenden Stellen durchdringen.

Die Montage des gesamten Kuppelbaus wurde in 15, die der Rangkonstruktion in 17 Arbeitstagen durchgeführt. Hierbei nahm natürlich sehr viel Zeit die Anbringung der Gurt- und Füllungsstäbe der bereits genannten Querkonstruktion in Anspruch, welche die einzelnen Rangträger miteinander verbinden und zum Ausgleich der Durchbiegung bei örtlicher Vollast dienen. Die gesamte Montage war am 15. November 1928 beendet.

Es ist noch zu beachten, daß die Montage unter außerordentlich schwierigen Umständen stattfand, weil auf der gedrängten Baustelle wegen der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit neben den Eisenbauarbeiten gleichzeitig auch Maurer und Zimmerleute arbeiten mußten, wobei eine gegenseitige Behinderung natürlich nicht zu vermeiden war, ferner der Raum allseitig beengt war. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt etwa 700 t; es mußten im ganzen 160 Blatt Werkstattzeichnungen angefertigt werden.

Die in diesem Theaterbau verwendete Stahlbauweise hat unzweifelhaft gegen alle anderen Baustoffe darin den Vorzug, daß sie bei größter Tragfähigkeit und bequemer Einbauweise — gerade für Krag- und Stützenkonstruktionen — die geringste Bauhöhe und Querschnittsabmessung gestattet, damit bei großen Lasten alle erdrückend schwer wirkenden Tragkonstruktionen, zum Vorteil von Weiträumigkeit und Raumwirkung, vermeiden kann.

Um aber die Vorteile der Stahlbauweise nicht einbüßen zu müssen, um sie vor Feuergefahr sicherzustellen, sind die Konstruktionen mit Massivwerkputz, Rabitz, Monier, Beton und

Mauerwerk, je nach Einzelfall, ummantelt und so feuerfest aufgestellt bzw. verlegt worden, daß eine bedenkliche Erwärmung des Stahles nicht eintreten und nicht eher wie beim Eisenbeton zur Gefahr werden kann. Den in dieser Weise umsichtig geschützten Stahlbau werden auch die Bauaufsichtsbehörden als feuersicher bezeichnen können.

Was nun allgemein an diesem Neubau — über den Rahmen des bisher auf diesem Gebiete Geleisteten hinaus — Interesse und Würdigung im besonderen Maße beanspruchen darf, das ist doch wohl das schon eingangs gestreifte Eigenartige einer Umwandlung eines alten Bahnhofs zu einer Theater Einrichtung, sowie bei der Baukonstruktion die ungewöhnliche Ausladung der Ranganordnung in dem elastischen, leichten und wenig Raum beanspruchenden Stahlbau.

Es stellt diese Kombination bei dem geschmackvollen, konstruktionssicheren und dispositionstechnischen wie wirtschaftlichen und beschleunigten Bau unzweifelhaft eine bemerkenswerte Leistung der modernen Baukunst dar, die weiteren Kreisen bekannt zu werden verdient. Sie stellte hohe Anforderungen an Ingenieur, Künstler und Unternehmertum, vor allem weil der Gesamteindruck dieser eigenartigen Baukombination einen charakteristischen, würdigen und harmonischen Gesamteindruck hinterlassen und städtebaulich wie architektonisch, im Innern wie im Äußern, völlig einwandfrei ausfallen sollte. Natürlich kann die Gesamtarchitektur dieser Kombination äußerlich nicht den Charakter eines Theaterbaues tragen.

Das neue Theater, das in dem würdigen, weiß gehaltenen Gewande des alten Monumentalbaues seine Pforten einem schaulustigen Publikum am 1. Februar d. Js. geöffnet hat, wird bei der Neuschöpfung sowie wegen der theatralischen Darstellungen, die zur Unterhaltung und Bildung beitragen

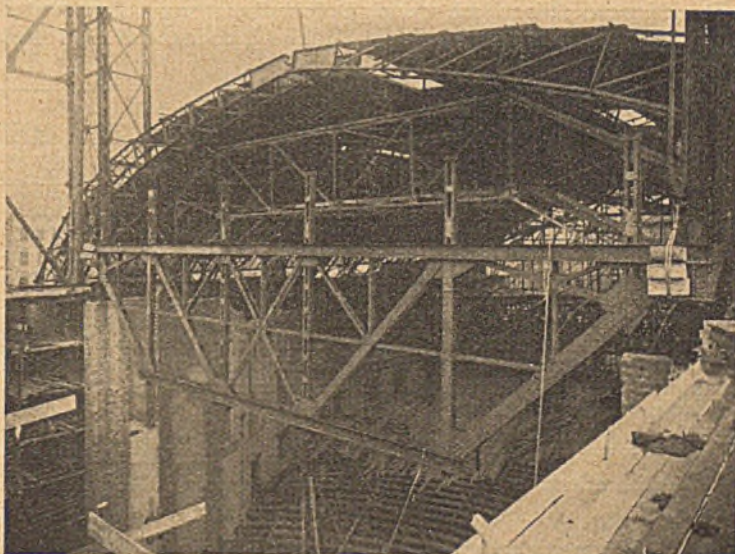


Abb. 10. Der die Abschlußwand des Bühnenhauses tragende große Fachwerkträger.

können, eine unzweifelhaft große Anziehungskraft ausüben und damit seinem wahren Zwecke zugeführt werden. Der Verfasser hatte am 15. Januar d. J. noch einmal Gelegenheit, kurz vor Abschluß aller Arbeiten die großartige Wirkung des Gesamt-Zuschauerraumes in seiner ansprechenden und würdigen, mit einfachen Mitteln erreichten Architektur, sowie die Freiheit des Blickfeldes auf allen Plätzen persönlich kennen zu lernen.

Was die betriebstechnischen Einrichtungen des Theaters betrifft, das überdies seinen Namen nach den Kunst- und Vergnügungsstätten südlicher Länder wie Spanien, Italien und



Frankreich trägt, so ist für Lüftung und Heizung sowie für freie und bequeme Verkehrsabwicklung und für indirekte Beleuchtung besonderer Wirkung in großzügiger Weise Sorge getragen.

Der im Hochsommer 1928 begonnene Bau ist trotz Schwierigkeit und Umfang der Arbeit, die etwa 400 Mann im Durchschnitt beschäftigte und ohne Betriebsunfall verlief, auch trotz des Frostwetters erstaunlich schnell durchgeführt worden, so daß zu dem genannten Zeitpunkt mit Abschluß und Eröffnung gerechnet werden konnte. Hier hat sich auch die gut organisierte Zusammenarbeit recht verschiedener Gruppen des Bauhandwerks segensreich ausgewirkt.

Entwurf und Oberbau- leitung des Gesamtbaues lagen in den Händen der Architekten A. M. Cay und Max R. B. Abicht, Berlin; Entwurf und Bauüberwachung der Ingenieurkonstruktionen, von denen vor allem die Ranganordnung hervorzuheben ist, unterstanden dem Zivilingenieur W. Maelzer, Berlin. Lieferung, Ausarbeitung und Einbau der Stahlkonstruktionen lagen der Firma D. Hirsch, Eisenhoch- und Brückenbau, vor allem unter Leitung des Obergeringens und Diplom-Ingenieurs H. Fricke,

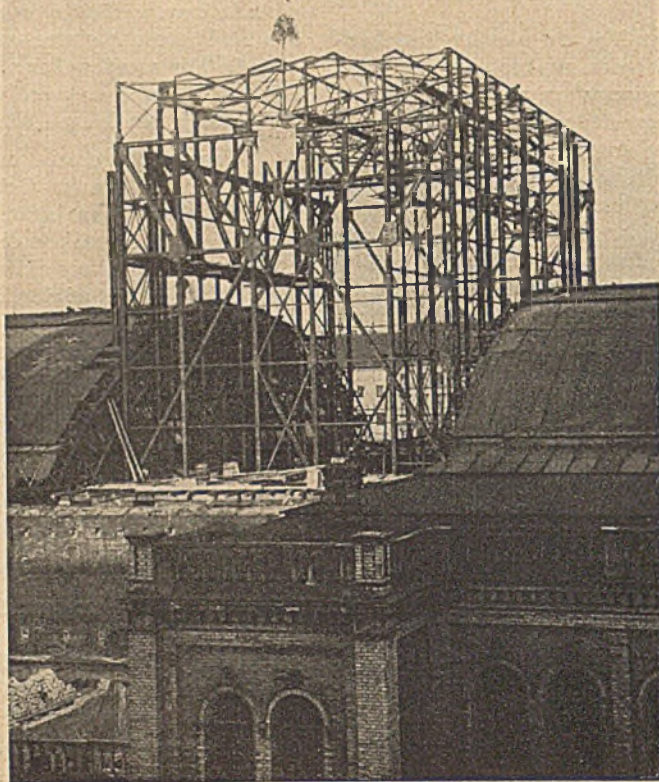


Abb. 11. Die Stahlkonstruktion des großen Bühnenhauses, das alte Dach überragend.

ob. Die Massiv- und Gründungsarbeiten der Allgemeinen Häuserbau-A.-G. Adolf Sommerfeld, Berlin, und die Rabitz-Kuppel der Firma Hillmann & Heinemann, Berlin. Die Heizungsanlage stammt von der Firma Joh. Haag A.-G., Berlin, die Ent- und Bewässerung von D. Grove A.-G., Berlin, die Beleuchtungsanlage von Schwabe & Co. A.-G., Berlin, die Ent- und Belüftung von Dr.-Ing. Max Berlowitz, Berlin; schließlich die Bühneneinrichtung von Kölle & Hensel, Berlin (Hauptunternehmer).

In dem vorliegenden Aufsatz handelt es sich vor allem um eine Einführung in diesen interessanten Bau unter besonderer Berücksichtigung der Ingenieurkunst; seine Beschreibung und Würdigung, vor allem der Architektur, und des Gesamtplanes mit allen wichtigen Einzelheiten, bleiben natürlich den berufenen und leitenden Bevollmächtigten der Bauherrin vorbehalten.

Es sei an dieser Stelle noch besonders den Herren H. Fricke und W. Maelzer gedankt, die in entgegenkommender Weise die nötigen Unterlagen bereitgestellt und auch bei Führungen durch den Neubau bereitwilligst ergiebige Auskunft gegeben haben.

## EIN NEUES VERFAHREN ZUR BERECHNUNG DER STEIFEN RAHMEN.

Von Dipl.-Ing. Th. Beliakow, Prof. an der Technischen Hochschule zu Charkow, U. S. S. R.

Die steifen Rahmen stellen eigentlich Kombinationen durchlaufender Balken dar, und deshalb dient die Theorie des durchlaufenden Balkens als Grund für die Theorie des Rahmens. Der vorliegende Aufsatz ist eine weitere Entwicklung des in unserem früheren Aufsatz „Neues Verfahren zur Berechnung der durchlaufenden Balken“ behandelten Verfahrens, wie es zur Berechnung der steifen Rahmen verwendet wird; daher muß man mit dem vorhergehenden Aufsatz bekannt sein, um den vorliegenden verstehen zu können. Wenn notwendig, werden wir uns auf denselben berufen.

Unabhängig von der Form und dem Grad der statischen Unbestimmtheit kann man alle Rahmen in zwei Gruppen einteilen:

1. Rahmen mit unverschiebbaren Knoten;
2. Rahmen mit verschiebbaren Knoten.

Die Berechnung der Rahmen der ersten Gruppe wird in einem Rechnungsabschnitt durchgeführt; bei der Berechnung der zweiten Gruppe wird der erste Rechnungsabschnitt durch den zweiten ergänzt, wodurch die Verschieblichkeit der Knoten berücksichtigt wird.

Ebenso wie es bei den durchlaufenden Balken stattgefunden hat, so ist es auch bei den Rahmen notwendig, die Lage der Festpunkte vorläufig zu ermitteln. Dazu benutzt man die Verfahren und Ausdrücke, die im Aufsatz über die Berechnung der durchlaufenden Balken entwickelt worden waren. Ferner, nachdem man die Festpunkte schon festgestellt hat, bestimmt man die Lage der Schlußlinie für jeden belasteten Stab, wodurch sich die Möglichkeit ergibt, die Momentenlinie für den ganzen Rahmen zu konstruieren.

Um unsere Darstellung zu vereinfachen, setzen wir zuerst zwei Beschränkungen voraus:

1. alle Rahmenelemente sind einzeln geradlinig;
2. die Trägheitsmomente der Querschnitte sind verschieden bei verschiedenen Rahmenstäben, aber konstant längs einzelner Elemente.

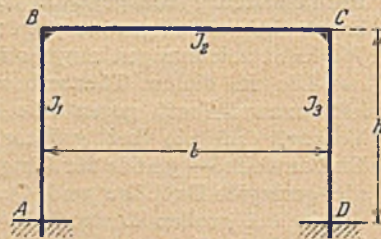
Zuerst werden die einstöckigen, ein- und mehrfeldrigen Rahmen untersucht und dann erst die komplizierteren Typen.

### I. Einfeldriger Rahmen mit festeingespannten Stützen.

Abb. 1 stellt das Schema eines einfeldrigen Rahmens mit senkrechten Stützen von gleicher Höhe mit wagerechtem Riegel dar.

Außer den in Abb. 1 angeführten Bezeichnungen wollen wir benennen:

$$(1) \quad \begin{cases} \frac{h}{E I_1} = G_1 \\ \frac{h}{E I_2} = G_2 \\ \frac{h}{E I_3} = G_3 \end{cases}$$



Der Rahmen im ganzen stellt einen senkrechten, aus zwei Stützen AB und DC bestehenden Kragträger dar; die Stützen



sind in den Punkten A und D fest eingespannt und haben freie Enden B und C, die der Riegel BC verbindet.

#### a) Ermittlung der Festpunkte.

Die Festpunkte an den Rahmenstäben entsprechen der Voraussetzung der Unverschieblichkeit der Knoten, daher ermittelt man sie in diesem Falle ebenso wie im Falle des durchlaufenden dreifeldrigen Balkens, indem man annimmt, daß die linke Stütze der ersten Öffnung entspricht, der Riegel der zweiten und die rechte Stütze der dritten Öffnung des Balkens. Also dienen zur Ermittlung der Festpunktabstände dieselben Formeln, die in unserem obenerwähnten Aufsatz angegeben sind.

#### b) Ermittlung der Lage der Schlußlinie.

Da der Rahmen in seiner Konstruktion zur zweiten Gruppe (mit verschiebbaren Knoten) gehört, so wird die Lage der Schlußlinie in zwei Rechnungsabschnitten ermittelt<sup>1</sup>; das erste Verfahren entspricht der Voraussetzung der Unverschieblichkeit der Knoten B und C, die z. B. durch Anbringen eines waga-

der Knotenmomente, im Niveau des Riegels die wagerechte Belastung  $= -H$  wirkte. Offenbar stellt die Kraft  $-H$  den Druck dar, welchen der Rahmen auf das wagerechte Auflager erzeugt und die Unbeweglichkeit der Knoten B und C sichert, wie es für den ersten Rechnungsabschnitt vorausgesetzt war; dieser Druck würde durch die Reaktion dieses Auflagers aufgehoben. Tatsächlich aber ist unser Rahmen frei; folglich existiert keine diesen Druck  $-H$  vernichtende Reaktion; der Übergang von der Einspannung des Rahmens zu dessen Freigabe läßt sich auffassen als ein Angriff der wagerechten Belastung  $-H$  im Niveau des Riegels. Nachdem man die durch diese Kraft in den Rahmenelementen hervorgerufenen Momente ermittelt hat, addiert man dieselben mit den nach dem ersten Verfahren ermittelten Momenten und erhält so den endgültigen Momentenlinienzug.

Es ist also notwendig, den Momentenlinienzug für die Wirkung der wagerechten Kraft  $-H$ , die an einem der Knoten B oder C angreift, vorläufig festzustellen.

In der Abb. 4 hat man einen Rahmen mit der im Niveau des Riegels angreifenden wagerechten Kraft  $-H$ . Das Minus-

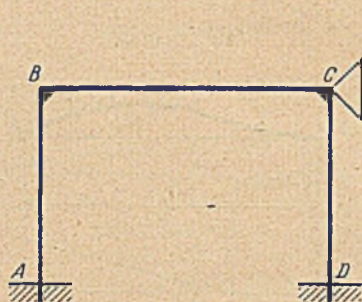


Abb. 2.

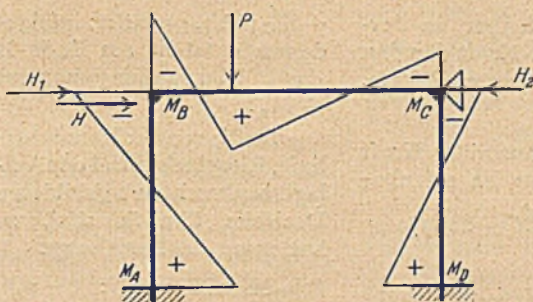


Abb. 3.

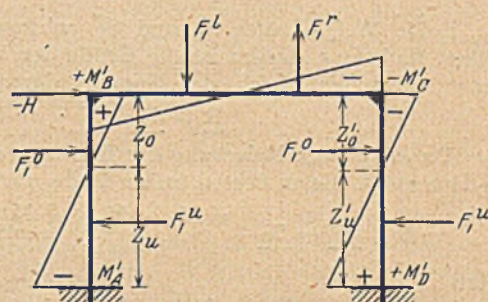


Abb. 4.

rechten Auflagers im Knoten C erzielt wird (Abb. 2); es weicht eigentlich von der Ermittlung der Lage der Schlußlinie für den durchlaufenden dreifeldrigen Balken nicht ab, deren analytische und zeichnerische Lösung in unserem Aufsatz angegeben worden ist.

Zum Verständnis des zweiten Verfahrens ist es notwendig, den Einfluß der wagerechten Kräfte auf die Biegemomente in den Rahmenelementen zu betrachten.

Es sei vorausgesetzt, daß der in Abb. 3 dargestellte Momentenlinienzug als Resultat einer wagerechten Belastung des Rahmens bei unbeweglichen Knoten B und C entstanden ist. Offenbar wirkt an der Stütze AB die Querkraft:

$$(2) \quad H_1 = \frac{M_A - M_B}{h}$$

und an der Stütze DC:

$$(3) \quad H_2 = \frac{M_D - M_C}{h}$$

In anderer Auffassung bedeuten die Formeln (2) und (3): die wagerechte Querkraft ist dem Tangens des Winkels der Momentengeraden mit der Stützenachse gleich.

Ähnlich dem durchlaufenden Balken sind die Momentenvorzeichen  $M_B$  und  $M_A$  verschieden, darum ist der Zähler im Ausdruck (2) der Summe der absoluten Momentenwerte gleich; dasselbe auch im Ausdruck (3).

Es ist leicht zu ersehen, daß die Kräfte  $H_1$  und  $H_2$  nach verschiedenen Richtungen wirken, darum hat man als Resultat die wagerechte Querkraft

$$(4) \quad H = H_1 - H_2,$$

die in der Richtung der größeren Kraft wirkt. Man hätte dieselbe Querkraft  $H$ , wenn auf den Rahmen-Kragträger, statt

vorzeichen bedeutet, daß die Kraft  $-H$  entgegengesetzt der größeren Kraft wirkt. Es sei im vorliegenden Fall  $H_2 > H_1$  und von rechts nach links wirkend, folglich  $-H = -(H_2 - H_1)$  und wirkt in der Richtung von links nach rechts.

Zum Abkürzen nehmen wir folgende Benennungen an: M.F.-Belastung = Belastung mit der Momentenfläche,

M.F.-Auflagerreaktion = Auflagerreaktion eines Rahmenelementes, als freiauflagernden Balkens, mit der entsprechenden M.F.-Belastung beansprucht,

Q-Kraft = Querkraft,

M.F.Q.-Kraft = Querkraft für das gegebene Rahmenelement, als einen freiauflagernden Balken, mit entsprechender M.F.-Belastung beansprucht,

W.Q.-Kraft = wagerechte Querkraft, die auf eine Rahmenstütze wirkt,

W.M.F.Q. = wagerechte Querkraft für eine Rahmenstütze, als einen senkrechten Kragträger, mit entsprechender M.F.-Belastung beansprucht.

Folglich stellt die Kraft  $-H$  den Unterschied (oder die algebraische Summa) von zwei W.Q.-Kräften  $H_2$  und  $H_1$  dar.

Die Verteilung der Belastungen und der auf unseren Rahmen wirkenden Momente ist in Abb. 4 dargestellt, und zwar:

in der Richtung des Riegels BC: die Kraft  $-H$ ; an der Stütze AB, die einen Kragträger darstellt, wirken: am oberen Ende B: das Moment  $+M_B$ , den Einfluß des Riegels BC darstellend;

am Auflager A: das Einspannungsmoment  $-M_A$ ;

Am Riegel BC wirken die Momente:

am linken Ende B — das Moment  $+M_B$ ;

am rechten Ende C — das Moment  $-M_C$ .

An der Stütze DC (im Richtungssinn CD fortschreitend) wirken:

am oberen Ende C das Moment  $+M_C$ , den Einfluß des Riegels BC darstellend;

am Auflager D: das Einspannungsmoment  $+M_D$ .

<sup>1</sup> Nur im Falle der symmetrischen Konstruktion des Rahmens ( $I_1 = I_2$ ) und bei symmetrischer Belastung bleiben die Knoten B und C unverschieblich, und die ganze Berechnung beschränkt sich auf den ersten Rechnungsabschnitt.



Am freien Ende B des Kragträgers wird die W.Q.-Kraft  $S_B^0$ , entsprechend der vorhandenen Belastung, in folgender Weise ausgedrückt (Abb. 5):

$$S_B^0 = \frac{+M_A - M_B}{h} \quad (\text{negativ})$$

und am Ende C der Stütze DC:

$$S_C^0 = \frac{+M_D - M_C}{h} \quad (\text{positiv}).$$

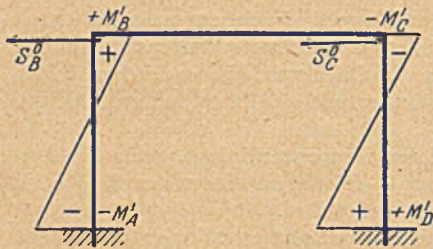


Abb. 5.

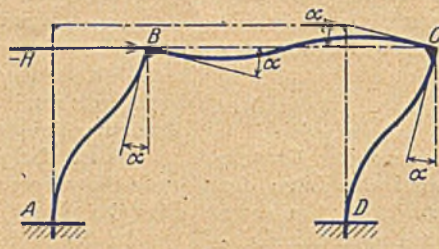


Abb. 6.

Beide W.Q.-Kräfte  $S_B^0$  und  $S_C^0$  wirken offenbar in derselben Richtung, darum ist die Größe der W.Q.-Kraft für den ganzen Rahmen gleich der Summa deren absoluter Werte.

$$R = S_B^0 + S_C^0.$$

Da die äußere Belastung des Rahmens nur aus einer Kraft  $-H$  besteht, die an dessen freiem Ende wirkt, so ist offenbar

$$-R = S_B^0 - S_C^0 = \frac{+M_A - M_B}{h} + \frac{+M_D - M_C}{h} = -H,$$

oder

$$(5) \quad -Hh = M_A - M_B - M_D + M_C.$$

Da der Riegel mit den Stützen steif verbunden ist, so sind die Drehwinkel der oberen Stützenenden und die Drehwinkel der mit ihnen zusammentreffenden Riegelenden gleich, und folglich sind auch ihre Tangense gleich (Abb. 6).

Dementsprechend sind auch nach der Mohrschen Theorie die M.F.Q.-Kräfte gleich.

Man bezeichne die W.M.F.Q.-Kraft am oberen Ende der Stütze AB durch  $Q_B^0$ . Da diese Stütze einen Kragträger darstellt, so ist die M.F.Q.-Kraft am freien Ende B:

$$Q_B^0 = -\frac{G_1}{2} M_A + \frac{G_1}{2} M_B.$$

Die M.F.Q.-Kraft am linken Auflager B des Riegels BC ist gleich der M.F.-Auflagerreaktion, die wir durch  $Q_B^1$  bezeichnen. Also:

$$Q_B^1 = -\frac{2}{3} F^l + \frac{1}{3} F^r.$$

Hier bezeichnet  $F^l$  die linke M.F.-Belastung:

$$F^l = \frac{G_2 M_B}{2}$$

und  $F^r$  die rechte M.F.-Belastung:

$$F^r = \frac{G_2 M_C}{2}.$$

Setzt man diese Werte in den vorigen Ausdruck, so erhält man, da  $Q_B^0 = Q_B^1$  ist, die Gleichung:

$$-\frac{G_1}{2} M_A + \frac{G_1}{2} M_B = -\frac{2}{3} \cdot \frac{G_2 M_B}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{G_2 M_C}{2},$$

oder endgültig:

$$(6) \quad 3 G_1 (M_A - M_B) = G_2 (2 M_B - M_C).$$

Diese Gleichung enthält drei Momente:  $M_A$ ,  $M_B$  und  $M_C$ ; es ist notwendig dieselbe so umzugestalten, daß sie nur zwei Momente enthalte, dann ist es möglich, deren Beziehung festzustellen, und folglich auch die Lage des Momentennullpunktes. Zu diesem Zwecke bemerke man, daß bei der Wirkung der

wagerechten Kraft  $-H$  der Riegel sich S-weise verformt und die Auflagerquerschnitte sich einander parallel einstellen (Abb. 7). Offenbar haben dabei die Auflagermomente entgegengesetzte Vorzeichen, und die Momentenlinie, angesichts des Mangels der äußeren Belastungen am Riegel, ist eine Gerade, deren Schnittpunkt  $\Phi$  mit der Riegelachse dem Momentennullwert entspricht (Abb. 8). Zur Bestimmung der Lage dieses Punktes am Riegel sei vorausgesetzt, daß das Riegelende B fest eingespannt ist und auf das andere Ende C ein Moment

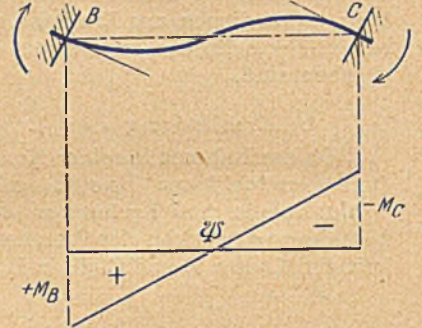


Abb. 7 u. 8.

$-M_C$  (Abb. 9) wirkt; infolgedessen entsteht am Ende B das Einspannungsmoment  $+M_B'$ .

Da die von der Momentenlinie, Riegelachse und den Auf-lagersenkrechten gebildeten Dreiecke ähnlich sind, so hat man die Beziehung:

$$(7) \quad M_B' : M_C' = a_2 : (1 - a_2),$$

worin  $a_2$  den linken Festpunkt-  
abstand des Riegels bedeutet.

Die entsprechende M.F.Q.-Kraft am Ende C ist:

$$Q_C' = -\frac{M_B' l}{2 E I} = +tg \beta,$$

wo  $\beta$  der Drehwinkel am Ende C ist.

Auf gleiche Weise entsteht bei der Wirkung am Ende B eines Momentes  $+M_B''$  am anderen eingespannten Ende C das Einspannungsmoment  $M_C''$  (Abb. 10). Die entsprechende Beziehung der Momente wird folgenderweise ausgedrückt:

$$(8) \quad M_C'' : M_B'' = \frac{b_2}{1 - b_2}.$$

Die M.F.Q.-Kraft am Ende B ist:

$$Q_B'' = +\frac{M_C'' l}{2 E I} = -tg \alpha.$$

Wählen wir die Momente  $M_C'$  und  $M_B''$  so aus, daß  $+tg \beta = -tg \alpha$ , d. h.  $\beta = -\alpha$ ; dem entspricht die Gleichheit der betreffenden M.F.Q.-Kräfte:  $+Q_C' = +Q_B''$ , oder:

$$-\frac{M_B' l}{2 E I} = +\frac{M_C'' l}{2 E I},$$

woraus

$$(9) \quad +M_B' = -M_C''.$$

Bei gemeinsamer Wirkung auf den Riegel beider Momente  $M_C'$  und  $M_B''$  erhält man eine S-artige Verformung des Riegels

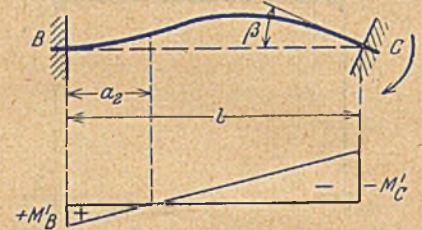


Abb. 9.

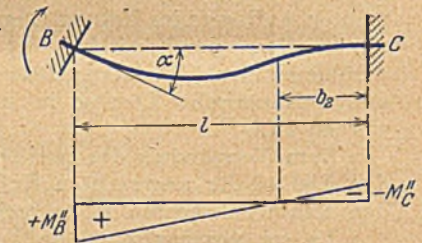


Abb. 10.

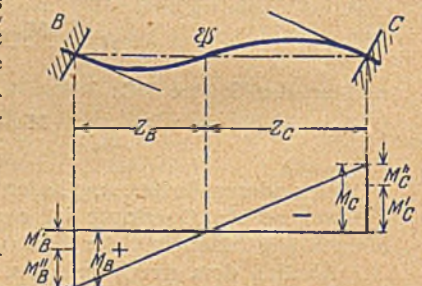


Abb. 11.



und parallele Auflagerquerschnitte (Abb. 7), d. h. nämlich dasselbe, was bei der Wirkung der  $-H$ -Kraft stattfindet.

Dabei hat man am Auflager B ein der Momentensumme  $M_B' + M_B''$  gleiches Moment  $M_B$ , und auf dem Auflager C die Momentensumme  $M_C' + M_C'' = M_C$ .

Aus der Abb. 11 hat man:

$$(10) \quad \frac{M_C' + M_C''}{M_B' + M_B''} = \frac{M_C}{M_B} = \frac{Z_C}{1 - Z_C}.$$

In dieser Formel bedeutet  $Z_C$  den Abstand des Momentennullpunktes  $\phi$  vom Auflager C.

Setzt man in (10) die entsprechenden Werte (absolute Werte):

$$M_C' = \frac{M_B' (1 - a_2)}{a_2} \text{ aus (7),}$$

$$M_C'' = M_B' \quad \text{,, (9),}$$

$$M_B'' = \frac{M_B' (1 - b_2)}{b_2} \quad \text{,, (8)}$$

ein, so erhält man infolge algebraischer Umformung:

$$(11) \quad Z_C = \frac{b_2 l}{a_2 + b_2}.$$

Wie man sieht, ist die Lage des Nullpunktes  $\phi$  von dem Momentenwert ganz unabhängig und hängt nur von den geometrischen und mechanischen Bedingungen des Riegels ab. Infolge dieser Eigenschaft ähnelt der Punkt  $\phi$  den Festpunkten; darum wollen wir ihn im folgenden W-Festpunkt (Festpunkt für eine wagerechte Kraft) nennen.

Der Abstand  $Z_B$  des W-Festpunktes vom Auflager B:

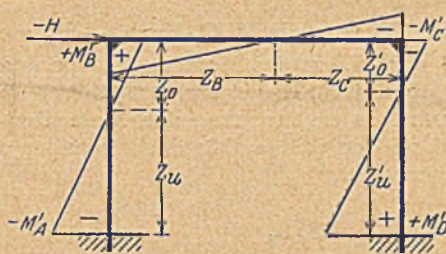


Abb. 12.

$$(12) \quad Z_B = \frac{a_2 l}{a_2 + b_2}.$$

Das Verhältnis der Momente  $M_B$  und  $M_C$  (Abb. 12) ist offenbar dem Verhältnisse der entsprechenden W-Festpunktstände gleich, und zwar:

$$(13) \quad \frac{M_C}{M_B} = \frac{Z_C}{Z_B} = \frac{b_2}{a_2},$$

daraus:

$$M_C = \frac{b_2}{a_2} M_B.$$

Setzt man diesen Wert  $M_C$  in den Ausdruck (6), so erhält man nach einer algebraischen Umformung:

$$(14) \quad M_B : M_A = \frac{3 a_2 G_1}{3 a_2 G_1 + 2 a_2 G_2 - b_2 G_2} = \frac{Z_o}{Z_u}.$$

Es ist daran zu erinnern, daß die Vorzeichen 1 auf die Stütze AB, die Vorzeichen 2 auf den Riegel BC und die Vorzeichen 3 auf die Stütze DC hinweisen.

Ganz ähnlich erhält man für die Stütze DC:

$$(15) \quad M_C : M_D = \frac{3 b_2 G_3}{3 b_2 G_2 + 2 b_2 G_2 - a_2 G_2} = \frac{Z_o'}{Z_u'}.$$

Also lassen sich alle drei W-Festpunkte ziemlich einfach ermitteln; mit deren Hilfe findet man alle Momente  $M_A$ ,  $M_B$ ,  $M_C$  und  $M_D$  für jede beliebige Belastung  $-H$ .

Zu diesem Zwecke drücke man die Momente  $M_B$ ,  $M_C$  und  $M_D$  als eine Funktion des Momentes  $M_A$  und der Festpunktstände  $a_2$ ,  $b_2$ ,  $Z_o$ ,  $Z_u$ ,  $Z_u'$  und  $Z_o'$  aus.

Nach der Gleichung (14) hat man:

$$(16) \quad M_A = - \frac{Z_o}{Z_u} M_B,$$

nach der Gleichung (13):

$$(17) \quad M_C = \frac{b_2}{a_2} M_B = \frac{Z_o b_2}{Z_u a_2} M_A,$$

nach der Gleichung (15):

$$(18) \quad M_D = - \frac{Z_u'}{Z_o'} M_C = - \frac{Z_o b_2 Z_u'}{Z_u a_2 Z_o'} M_A.$$

Setze man diese Werte in die Gl. (5) und bestimme  $M_A$ :

$$(19) \quad M_A = - H h : \left( 1 + \frac{Z_o}{Z_u} + \frac{Z_o b_2}{Z_u a_2} + \frac{Z_o b_2 Z_u'}{Z_u a_2 Z_o'} \right)$$

dann lassen sich auch die übrigen Momente vermittelt der W-Festpunkte sehr einfach graphisch bestimmen.

Einfacher läßt sich das Moment  $M_A$  auf folgende Weise ermitteln.

Man konstruiere einen Momentenlinienzug, indem man einen beliebigen Wert für das Moment  $M_A$  voraussetzt; man bestimme die Summe der W.M.F.Q.-Kräfte für die beiden Stützen AB und DC, sie ist gleich

$$\frac{M_A - M_B}{h} + \frac{M_D - M_C}{h} = - Q'.$$

Dann konstruiere man einen anderen Momentenlinienzug, indem man ein anderes willkürliches Moment voraussetzt; die entsprechende Summe der W.M.F.Q.-Kräfte ist  $-Q''$  gleich. Vergleicht man die W.M.F.Q.-Kraft  $-H$  mit  $(-Q')$  und  $(-Q'')$ , so ermittelt man den betreffenden Momentenwert  $M_A$  durch eine Interpolation, wenn  $-H$  sich in den Grenzen  $(-Q')$  und  $(-Q'')$  befindet, oder durch eine Extrapolation, wenn  $-H$  außerhalb der genannten Grenzen besteht. Es ist zu bemerken, daß die Ermittlung des Momentes  $M_A$  gleich genau ist, ob eine Inter- oder Extrapolation vorgenommen wird.

Nachdem man auf solche Weise einen der Wirkung der wagerechten Kräfte entsprechenden Momentenlinienzug konstruiert hat, addiere man ihn mit dem dem ersten Rechenabschnitt entsprechenden Linienzug; so erhält man als Endresultat den vollständigen Momentenlinienzug für unseren Rahmen.

Zur Prüfung der Richtigkeit der Addition beider Momentenlinienzüge kann folgende Erwägung gebraucht werden: da in den W-Festpunkten die Momente für den zweiten Rechenabschnitt gleich null sind, so sind folglich die endgültigen Momente in den W-Festpunkten den Momenten des I. Rechenabschnittes gleich; ähnliches hat man in den Nullpunkten des Linienzuges des I. Rechenabschnittes; hier sind endgültige Momente den Momenten des II. Rechenabschnittes gleich.

Untersuchen wir nun den Belastungsfall einer Rahmenstütze mit einer wagerechten Kraft, die außerhalb der Knoten B und C angreift.

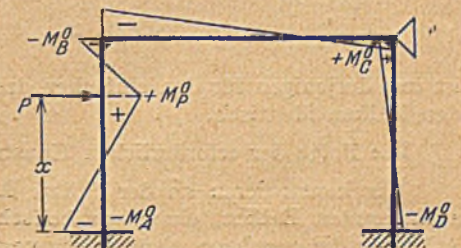


Abb. 13.

In Abb. 13 ist ein Rahmenstab AB dargestellt, welcher in der Höhe X mit der wagerechten Kraft P belastet ist. Um das erste Verfahren durchzuführen, setze man z. B. den Knoten B unverschiebbar, aber gelenkig gestützt voraus und ermittle die Auflager- und Knotenmomente  $M_A^0$ ,  $M_B^0$ ,  $M_C^0$ ,  $M_D^0$  und  $M_P^0$  am Angriffspunkte der Kraft P, indem



man den Rahmen als einen gewöhnlichen dreifeldrigen Balken mit eingespannten Enden A und D betrachtet. Der entsprechende Momentenlinienzug ist in die Abbildung eingezeichnet. Dann bestimme man die W.Q.-Kräfte an den oberen Stützenenden, und zwar:

an der Stütze AB:

$$H_1 = \frac{+M_P^0 - M_B^0}{h - x}$$

an der Stütze DC:

$$H_2 = \frac{+M_D^0 - M_C^0}{h}$$

Zusammen ist für den ganzen Rahmen die W.Q.-Kraft gleich:

$$(20) \quad H_1 + H_2 = -H = \frac{+M_P^0 - M_B^0}{h - x} + \frac{+M_D^0 - M_C^0}{h}$$

Die Kraft  $-H$  stellt eben die Belastung dar, für welche der zweite Rechnungsabschnitt durchzuführen ist. Der als

Resultat des zweiten Rechnungsabschnittes erhaltene Linienzug in Art der Abb. 12 wird mit dem Linienzug des ersten Rechnungsabschnittes addiert und ergibt den endgültigen Momentenlinienzug (Abb. 14).

Ist die Belastung längs der Stütze verteilt, z. B. mit  $q$  per

1 m, so ist die Behandlung ähnlich. Abb. 15 stellt den Linienzug des ersten Rechnungsabschnitts dar, Knoten C gelenkig gestützt vorausgesetzt. Die Konstruktion dieses Linienzuges

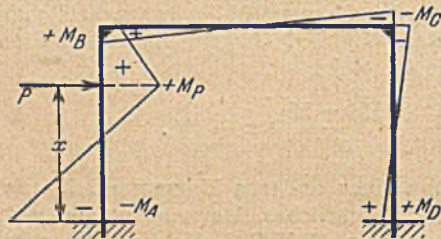


Abb. 14.

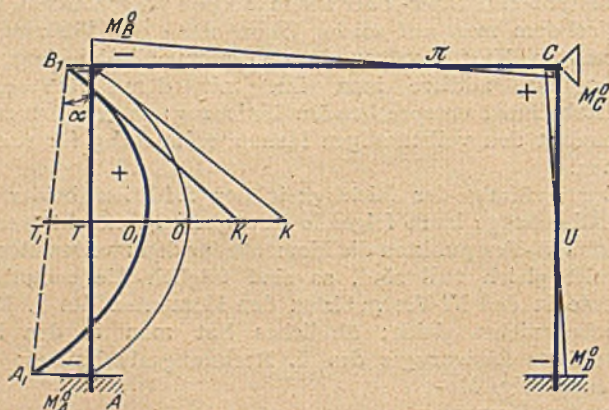


Abb. 15.

ist mit derjenigen für den einfachen dreifeldrigen durchlaufenden Balken identisch.

Die Folge der erforderlichen Konstruktion ist eine solche:

Wir konstruieren an der Stütze AB, wie an einem freiauflagernden Balken, einen parabolischen Momentenlinienzug AOB für die gegebene gleichmäßig verteilte Belastung, nachdem man vorläufig das Moment in der Mitte der Stützhöhe AB im Punkte T ermittelt hat:  $M = \frac{q h^3}{8}$ .

Die Momentenfläche:  $\Omega = \frac{2 M h}{3}$ .

Die M.F.-Belastung ist:  $F = \frac{\Omega}{E I_1} = \frac{2}{3} G_1 M$ .

Dann stellt man die Lage der Tangente zur Momentenparabel AOB am oberen Ende B der Stütze AB fest. Dazu trägt man an der Wagerechten, die in der Mitte der Stützhöhe verläuft und die Parabelachse darstellt, die Länge der Subtangente TK auf, gleich dem doppelten Pfeil TO des parabolischen Abschnitts. Die Gerade BK ist die gesuchte Tangente.

Zur M.F.-Belastung F ermittelt man die Stützenmomente  $M_A^0$  und  $M_B^0$ , indem man das in unserem Aufsätze „Neues Verfahren zur Berechnung der durchlaufenden Balken“ vorgeführte Verfahren verwendet. Trägt man deren Größen von A und B nach links auf, so erhält man die Punkte  $A_1$  und  $B_1$  — die Endpunkte der verschobenen, „verzerrten“ Momentenparabel  $A_1 O_1 B_1$ ; die letztere wird erhalten, indem man von der Geraden  $A_1 B_1$  an den wagerechten Geraden Abschnitte aufträgt, die den entsprechenden Abschnitten zwischen der Parabel AOB und deren Sehne AB gleich sind. Nachdem man an der verlängerten Geraden TK den Abschnitt  $T_1 K_1 = 2 T_1 O_1 = 2 TO$  aufgetragen hat, erhält man die Gerade  $B_1 K_1$ ; das ist die gesuchte Tangente zur Momentenkurve  $A_1 O_1 B_1$  im Punkte  $B_1$ ; daß die Gerade  $B_1 K_1$  wirklich eine Tangente zur Kurve  $A_1 O_1 B_1$  darstellt, wird vermittelt des bekannten Satzes bewiesen: die Projektion der Tangente zu einer Kurve ist eine Tangente zur Kurvenprojektion, sobald beide auf eine und dieselbe Ebene projiziert werden.

Der Tangens des von der Tangente und der Stützenachse AB eingeschlossenen Winkels  $\alpha$  ist:

$$(21) \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{2 M - \frac{1}{2} (M_A^0 - M_B^0)}{\frac{1}{2} h} = \frac{4 M - (M_A^0 - M_B^0)}{h}$$

Offenbar stellt dieser Tangens die W.Q.-Kraft  $-H_1$  am oberen Stützenende AB dar. Liegt das Moment  $M_B^0$  vor und hält man den rechten Festpunkt am Riegel und den unteren an der Stütze DC als bekannt, so ergänzt man den Momentenlinienzug am Riegel und an der Stütze DC; auch kann man die Momente analytisch ermitteln:

$$(22) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_C^0 = \frac{M_B^0 b_2}{1 - b_2} \\ \text{und} \\ M_D^0 = \frac{M_C^0 a_3}{h - a_3} \end{array} \right.$$

Offenbar ist die W.Q.-Kraft  $H_2$  am oberen Stützenende DC:

$$(23) \quad H_2 = \frac{M_D^0 - M_C^0}{h}$$

Die Mittelkraft  $H_1 + H_2 = -H$  stellt dieselbe wagerechte Belastung dar, für welche der zweite Rechnungsabschnitt vorgenommen wird.

Der nach dem zweiten Rechnungsabschnitt erhaltene, dem in der Abb. 12 gezeichneten ähnliche Momentenlinienzug wird mit dem ersten addiert und ergibt den endgültigen Linienzug (Abb. 16).

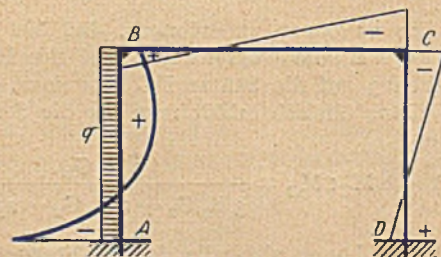


Abb. 16.

Das oben Dargestellte wird unserer Meinung nach ausreichen, um die Anwendung unseres Verfahrens auf den einfeldrigen Rahmen mit eingespannten Stützen bei allen möglichen



Belastungsfällen klarzumachen. Dessen graphische Behandlung besteht aus:

- a) graphischer Ermittlung der Festpunkte, wie es im Aufsatz über die Berechnung der durchlaufenden Balken angegeben ist,
- b) graphischer Ermittlung der Momentenlinie für den I. Rechnungsabschnitt,
- c) graphischer Ermittlung der Momentenlinie für den II. Rechnungsabschnitt,
- d) Addieren der beiden Linienzüge und Konstruieren des endgültigen Linienzuges.

In betreff des Punktes b) ist zu bemerken, daß es im Falle einer komplizierten oder überhaupt unregelmäßigen Belastung sich als sehr nützlich erweist, einen Momentenlinienzug für den freien Fall vermittels eines Seileckes zu konstruieren; die äußeren Seiten dieses Seileckes benutzt man zur Ermittlung der W.Q.-Kraft, und sie ergeben also im Falle einer verteilten Belastung die Tangentenrichtungen zur Momentenkurve.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Der Bau der Lackawana-Hochbrücke über den Hackensack-Fluß in Jersey U. S. A.

(Nach „Engineering News-Record“ 1928, Vol. 101, Seite 722.)

Der Bau der dreigleisigen, etwa 2200 m langen Lackawana-Eisenbahnbrücke, der einen Kostenaufwand von etwa 12 Millionen Mark erforderte, bot manche interessante Einzelheiten, teilweise bedingt durch die Bodenverhältnisse, andererseits auch durch die knappe Bauzeit von rund 20 Monaten und durch die Forderung, den Schiffsverkehr auf dem Fluß nicht zu unterbinden. Besondere Schwierigkeiten bot eine Dammschüttung von etwa 460000 cbm für die Zufahrten und der Bau einer Unterführung auf dem nicht sehr tragfähigen Wiesenvorland des Hackensack-Flusses.

Die neue Brücke, die in etwa 20 m Achsabstand von der bestehenden Drehbrücke erbaut werden mußte, besteht aus einer Hubbrücke von 62,5 m Stützweite mit einer lichten Durchfahrthöhe von 41 m in geöffnetem und 12 m in geschlossenem Zustand, aus beiderseitig anschließenden Hubturmöffnungen von je 27 m Stützweite, aus 3 Blechträger-Brücken mit Betonfahrbahn, aus trägerlosen Eisenbetonviadukten und Erddämmen.

Die vier Strompfeiler wurden mit Preßluft gegründet, die im Vorland liegenden mit offener Wasserhaltung. Die Betonierung dieser Pfeiler erfolgte von einer schwimmenden Gießanlage aus.

An der östlichen Zufahrt bot die Gründung der Säulen der trägerlosen Eisenbetonkonstruktion keine Schwierigkeiten, da dort guter Baugrund in 3—6 m Tiefe anstand. An dieser Seite ruht die ganze Konstruktion auf etwa 12 m langen Betonpfählen. Anders an der westlichen Zufahrt. Dort wurden größtenteils Holzpfähle von etwa 23 m Länge gerammt; an einzelnen Stellen wurden runde Betonpfähler von 2,35 m  $\varnothing$  bis etwa 21 m unter Gelände hinabgetrieben. Deren Herstellung erfolgte durch Rammen von Stahlröhren, innerhalb deren der Aushub und das Betonieren der Betonpfähler bewerkstelligt wurden. Von einer Wasserhaltung innerhalb der Röhren nahm man Abstand, um keine Lockerung der umliegenden Pfeiler herbeizuführen. Je zwei solcher Betonpfähler tragen oben einen kräftigen Querbalken, senkrecht zur Brückenachse, auf dem die 3 Säulen aufruhon.

Die trägerlosen Decken haben eine 56 cm starke Platte, die auf Säulen aufruht, von denen je 3 einen senkrecht zur Brückenachse stehenden Pfeiler ausmachen und auf einem gemeinsamen Fundament ruhen. Die Säulen sind etwa 12 m hoch und haben etwa 1,12 m  $\varnothing$ . Als Schalung wurden eiserne Formen, aus je 2 Halbzylindern bestehend, verwendet, die in der Längsrichtung und auch ringförmig durch Winkel versteift waren. Durch Paßstücke konnte die Höhe leicht verändert werden. Es waren im ganzen 12 Säulenschalungen vorhanden, die in Gruppen von 6, 9 oder 12 Stück Verwendung finden und durch ein leichtes, verstellbares Eisenfachwerk gegenseitig versteift werden konnten.

Jegliche Abstützung der Deckenschalung auf den 12 m tiefer liegenden Boden wurde vermieden durch deren Aufhängung an den Säulenköpfen nach einem patentierten Verfahren des Ingenieurs Hirschthal. Dies war konstruktiv möglich durch besondere Kopfstücke der Säulenschalung. Die Kopfstücke waren durch einbetonierte Bolzen in der Säule verankert, so daß sie auch nach Wegnahme der Säulenschalung an ihrem Platze verblieben, bis die Decke fertiggestellt war. An diesen Kopfstücken wurden nun Zangen befestigt, die quer zur Brückenachse auf die ganze Breite verliefen; darauf waren von Pfeiler zu Pfeiler I-Längsträger und auf diesen hölzerne Querträger verlegt, die dann die eigentliche Deckenschalung trugen. Nach Fertigstellung der Deckenplatte wurde die ganze Rüstung mit Seilen daran befestigt und mit einer Dampfwinde auf den Boden herabgelassen.

### II. Einfeldriger Zweigelenkrahmen.

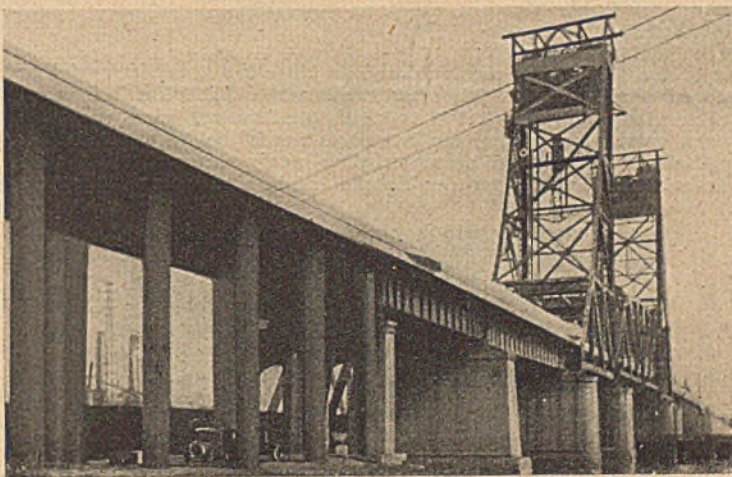
Auch in diesem Falle bleiben offenbar die Grundbegriffe der Anwendung unseres Verfahrens in voller Kraft; die gelenkige Stützenlagerung des Rahmens wirkt vor allem auf die Lage der Festpunkte, wobei die unteren Festpunkte auf den Stützen mit den Auflagergelenken zusammenfallen und die übrigen entsprechend verschoben werden, wie es im Aufsatz über die durchlaufenden Balken angegeben ist, s. Abschnitt I, P, a), am Ende. Die Seiten der Momentenlinienzüge des ersten Rechnungsabschnitts, die den Stützen entsprechen und durch die unteren Stützenfestpunkte verlaufen, werden also durch die Gelenke laufen, sowie die Seiten der Momentenlinienzüge des zweiten Rechnungsabschnitts.

Ähnliche Ausdrücke erhalten dabei entsprechende Vereinfachungen, da die Abstände der unteren Festpunkte auf den Stützen  $a_1$  und  $a_3$  gleich null werden sowie auch  $Z_u$  und  $Z_u'$ , während  $Z_0$  und  $Z_0'$  gleich  $h$  sind.

Gar keine Schwierigkeiten wird auch der Fall mit dem Gelenk an einer Stütze und Einspannung auf der anderen darbieten.

Je eine Mischanlage war auf beiden Flußufern in Betrieb; die Zufuhr des Betons zur Verwendungsstelle erfolgte in Wagen, während zum Einbringen des Betons, wie auch zum Versetzen der Schalungen in größtem Umfange auf Raupenbändern laufende Krane Verwendung fanden. In die Säulen der Viadukt konstruktion wurde der Beton mit einem besonderen zylindrischen 400-Liter-Kasten, der mit Bodenklappe versehen war, eingebracht.

Die Montage der Türme für die Hubbrücke erfolgte mittels hoher Derricks. Die eigentliche Hubbrücke wurde unter dauernder Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs auf dem Fluß zu zwei Dritteln montiert und auf einen provisorischen Pfeiler abgestützt. Das letzte Drittel



wurde dann während einer 72stündigen Schiffsverkehrssperre eingeschwommen. Die Montage der ganzen Öffnung mußte etwa 6 m über der Normalstellung der Hubbrücke vorgenommen werden, da das freie Ende der benachbarten Drehbrücke in den Lichtraum unter der zu bauenden Hubbrücke hineinreichte.

Die Materialbeschaffung und der Einbau in die Rampen war nicht ganz einfach, obgleich die Lackawana-Eisenbahngesellschaft, die Erbauerin der Brücke, selbst von den Rampen der bestehenden Brücke Materialien, größtenteils Lokomotivschlacke, abkippte, soweit die wenigen Zugpausen es irgend zuließen. Der größte Teil der Auffüllmaterialien, etwa 360000 cbm, mußte mit Automobilen aus der Umgegend, bis 15 km weit, herbeigeschafft werden.

Eine genaue Beobachtung des weichen Wiesengrundes am beiderseitigen Vorland hatte das Ergebnis, daß während des mehr als 40jährigen Bestehens der alten Dammschüttungen diese sich an der ungünstigsten Stelle etwa 4 m in den weichen Wiesenboden hineingedrückt hatten. Die Rampen der neuen Brücke mit Schütthöhen bis zu 14 m über dem alten Wiesengrund zeigten Einsenkungen in denselben bis zu 3 m.

Diese nicht unerheblichen Setzungen waren Ursache für die Unbrauchbarmachung einer Eisenbeton-Unterführung unter der westlichen Rampe. Die 10 m breite, 8 m hohe und 35 m lange Unterführung wurde 4 Monate vor Beginn jeglicher Rampenschüttung gebaut, und war auf etwa 400 hölzerne Ramppfähle von 25 m Länge gegründet, die bis 10 m unterhalb des weichen Wiesengrundes gerammt wurden.



Das Bauwerk erlitt keinerlei Setzungen, erst nachdem die Damm-schüttungen fast fertig und das Bauwerk schon etwa 6 m überschüttet war, begannen vertikale und horizontale Verschiebungen und Setzungen, die erst nach 4 Monaten zur Ruhe kamen, und schließlich das ganze Bauwerk so schief stellten, daß man es vollständig aufgab und 25 m davon entfernt eine neue Unterführung baute, diese allerdings erst, nachdem der Damm sich im Verlaufe eines halben Jahres nahezu ganz gesetzt hatte. Die gesamte Bauzeit der Brücke betrug 20 Monate.  
Dipl.-Ing. Kurt Pfletschinger, Karlsruhe.

### Die neue Brücke im Zuge der Rue Lafayette in Paris.

Anfang September dieses Jahres ist in Paris eine Eisenbeton-Straßenbrücke dem Verkehr übergeben worden, die hinsichtlich der Wahl des Baustoffes, besonders aber hinsichtlich der Verwendung von Eisenbeton für einen Gitterträger auffällt. Sie bildet gewissermaßen ein Gegenstück zu der Straßenbrücke in Laon, die ebenso wie die vorliegende Brücke, die Eisenbahngleise überquert, bei der auch Eisenbeton auf eine sonst nur in Eisenkonstruktion gewohnte Hängebrücke angewandt worden ist (Abb. 1). Die im Zuge der Rue Lafayette liegende neue Brücke ersetzt eine aus dem Anfang der achtziger Jahre stammende eiserne Gitterträgerbrücke; ihre Ausführung stellt einen Teil des Gesamtprojektes der Erweiterung des Ostbahnhofes in Paris dar, deren Fertigstellung nach einem aufgestellten Bauprogramm für das Jahr 1931 vorausgesagt wird. Die Brücke besitzt eine Gesamtlänge von 148,75 m und überquert die Gleise der Ostbahn in zwei Öffnungen von je rd. 70 m Spannweite. Die Anordnung der Gitterträger wird als durch die überbrückte Trapezfläche bedingt begründet; die beiden Längsseiten werden durch die Mittelpfeiler in vier ungleiche Längenteile geteilt, so daß bei einer Bogenkonstruktion, die bei diesen Stützweiten für Eisenbeton nächstliegend wäre, vier ungleiche Bögen entstanden wären, die besonders durch die Verschneidungen ungleicher Bogenformen voraussichtlich wenig ansprechend wirken würden. Die Gitterträger der Brücke haben eine Gesamthöhe von

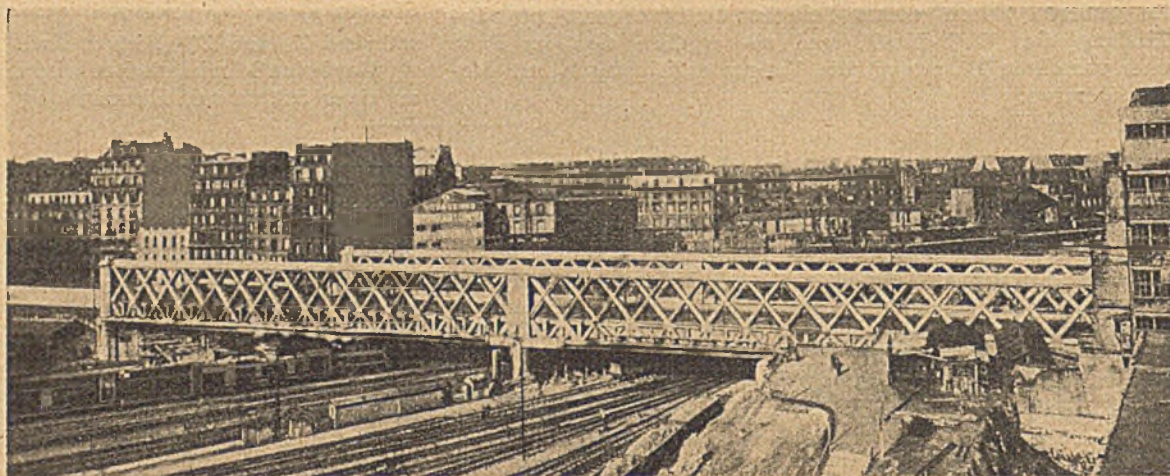


Abb. 1.

Die Ausführung der Brücke begegnete insofern großen Schwierigkeiten, als der Eisenbahnverkehr in keiner Weise beeinträchtigt werden durfte und eine verhältnismäßig kurze Bauzeit vorgeschrieben war. Eine Hälfte der Brücke wurde über dem bereits bestehenden Bahnkörper errichtet, die andere gleichzeitig über dem Gelände zu ebener Erde ausgeführt, das nachträglich bzw. nebenher für die Verbreiterung des Bahnkörpers abgetragen wurde. Zu gleicher Zeit wurden auf dieser Seite bereits die Widerlager auf Eisenbetoncaissons von 2,50 m Durchmesser gegründet; einer davon in der Achse der Brücke, zwei weitere unter jedem Trägerende. Über den so angeordneten 5 Caissons ist eine durchlaufende Stützmauer errichtet worden, die an ihren beiderseitigen Enden die Pendelstützen der Hauptträger aufnimmt.

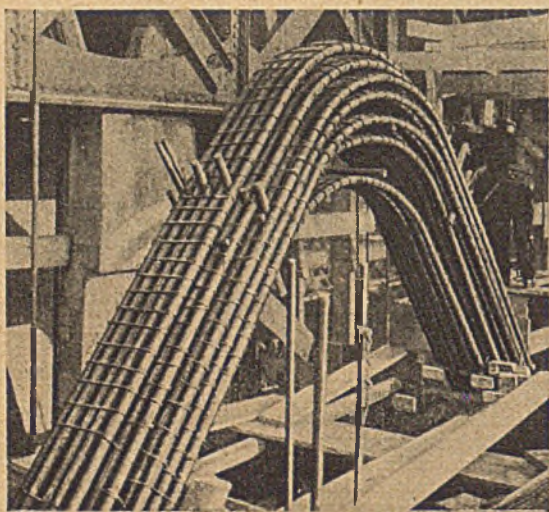


Abb. 2.

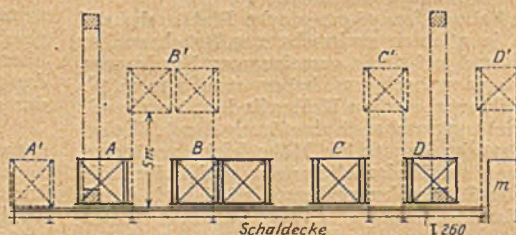


Abb. 3.



Abb. 4.

10,40 m, ihr gegenseitiger Achsabstand beträgt 20,40 m. Sie sind durch 60 als Eisenbeton-Fachwerkträger von 2,50 m größter Höhe ausgebildete Querträger miteinander verbunden, die mit den Längsträgern — ebenfalls Fachwerkträger — die gleiche Konstruktionshöhe einnehmen. Der Obergurt der Querträger ist als konkaves Bogenstück geformt. Die Ober- wie auch die Untergurte der Querträger sind durch Eisenbetondecken miteinander verbunden; die obere trägt die Fahrbahn, die untere nimmt die zahlreichen Rohr- und Kabelleitungen auf.

Währenddessen wurde auf der anderen Seite der Brücke das alte Bauwerk abgerüstet, um so schnell als möglich auch dort die neue Konstruktion zu errichten. Die neun durch Diagonalen miteinander verbundenen Gitterträger der alten Eisenkonstruktion wurden als Gerüstträger für die Ausführung der neuen Brücke verwendet, wobei die in Abb. 3 schematisch eingezeichneten Konstruktionselemente zusammenblieben, seitlich verschoben und mit Hilfe hydraulischer Spindeln in die erforderliche Stellung gehoben wurden. An diese Träger wurden mittels stählernen Hängestangen



I-Eisen (Nr. 260) aufgehängt, die die Schaldecke für das neue Bauwerk trugen. Die Schalungen sind unter Verwendung normierter Schalungshölzer, besonders für die verschiedenen Teile des Fachwerks, hergestellt worden. Da das Hilfsgerüst das Gewicht der Eisenbeton-Gitterträger und der Schalungen allein nicht aufnehmen konnte, wurde das Verlegen der Bewehrungsseile und das Betonieren so organisiert, daß die fertigen Trägereile binnen kurzem zusammen mit dem Gerüst das Gesamtgewicht aufnehmen. Die Verwendung von hochwertigem und schnellbindendem Zement hat diesen Arbeitsvorgang mit Rücksicht auch auf die hohen Anfangsfestigkeiten des Betons wesentlich erleichtert. Das Gewicht der Schalungen und Bewehrung der Querträger wurde ebenfalls von den eisernen Hilfsträgern mit aufgenommen.

Um den Beton trotz der sehr dicht zueinander liegenden Bewehrungsseile selbst in die engsten Zwischenräume zu bringen, wurden pneumatische Hämmer (vibrateurs) angewandt, die in der Minute mehrere tausend Schläge ausführen, so daß die Homogenität des Eisenbetons gewährleistet wurde.

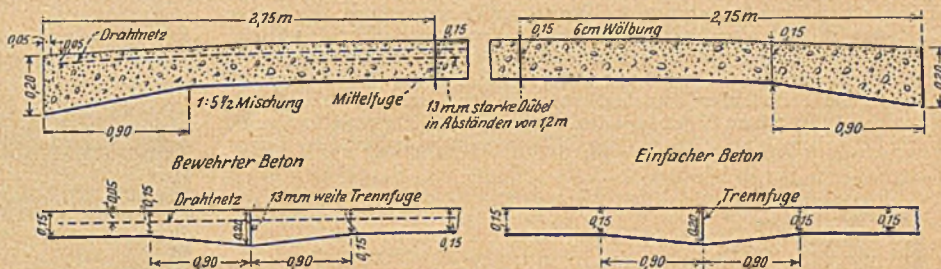
Auch die Ausführung der beiden Mittelpfeiler war mit großen Schwierigkeiten verbunden; und zwar mit Rücksicht auf die großen Lasten bei gleichzeitiger Beschränkung in der Ausdehnung zwischen den Gleisen und hinsichtlich der unmittelbaren Nähe des Eisenbahnverkehrs. Während die für den einen Pfeiler vorgesehene Stelle freilag, gingen über diejenige des anderen Schienen hinweg, die erst nach der Erweiterung des Bahnkörpers verlegt werden dürften. Man entschloß sich daher für die Gründung dieses Pfeilers zur Anwendung eines Caissons von 2,30 m lichte Durchmesser, der unten wie ein Senkschuh einer Senkmauerung ausgebildet war und durch stetiges Abtragen des Baugrundes bei gleichzeitiger Belastung abgesenkt worden ist. Damit das Gleis ungestört blieb, wurde der Caisson in sechs einzelnen Segmenten hinuntergetrieben, deren Einbaufolge aus Abb. 4 zu erkennen ist. Nach Erreichung gründungsfähigen Felsens in 7 m Tiefe wurde der Schacht in seinem unteren Teile zur Erreichung ausreichender Druckfläche auf 5,50 m Durchmesser erweitert und abschnittsweise ausbetoniert. Auf diesem Caisson wurde dann nach inzwischen erfolgter Verbreiterung des Bahnkörpers und Verlegung des betreffenden Gleises der Pfeiler errichtet.

Abgesehen davon, daß die Anwendung des Eisenbetons für ein derartiges Brückensystem, besonders im Hinblick auf die außerordentlich starke und unter schwierigen Verhältnissen einzubringende Bewehrung, zunächst unwirtschaftlich erscheint, müssen bei diesem Bauwerk, bei dem der Eisenbeton hauptsächlich einen sicheren Schutz des Eisens gegen die Angriffe der Lokomotivgase darstellen soll, die für Eisenbeton geradezu eleganten Querschnitte der einzelnen Stäbe der Gurtungen anerkannt werden. (Le Génie Civil 1928, 48. Jahrg., Nr. 22, S. 517ff.) Dr. Ehnert.

### Verbesserte Straßenbauweise auf der Küstenstraße von Georgia.

Von der 218 km langen Küstenstraße in Georgia ist im Sommer 1927 ein 53 km langes Stück in 5,5 m Breite in 180 Kalendertagen (die Sonntage nicht mitgerechnet) nach einer verbesserten Bauweise mit Beton befestigt worden, wobei 5% der Länge auf Brückenrampen und Sumpfdämmen Stahlbewehrung erhielten (s. Abb.). Der Unterbau war schon 1924—1926 fertiggestellt und 8 Monate lang dem Verkehr überlassen worden, er ist vor dem Aufbringen des Betons durch Maschinen, die auf stählernen Bordschwellen liefen, abgeglichen und mittels Lehren geformt, dann gewalzt und angepaßt worden. Der Beton hatte durchschnittlich das Verhältnis 1 : 2,12 : 3,38, wobei die günstigste Mischung von Sand und Kies durch Versuche ermittelt wurde, und einen Wasserzusatz einschl. des Wassergehalts des Sandes von 17,5 l auf 1 Sack Zement. Trennungsfugen (s. Abb.) kamen nur an das Ende jedes Tagesabschnitts oder an Stellen mit mehr als einer halben Stunde Arbeitsunterbrechung. Unmittelbar nach der Fertigstellung ist die Betondecke mit Segeltuch auf Rahmen mit Rollen und nach dem Abbinden mit wassergesättigter Leinwand, dann 10 Tage lang mit feuchtgehaltener Erde überdeckt worden, die nach 18 Tagen entfernt wurde. Täglich sind neben zwei Sackmaßproben (Sackm. 2 bis 4 cm) entnommen und je zwei Zylinder für Druck- und zwei Balken von 15 x 15 x 75 cm für Biegeproben hergestellt und nach

7 und 28 Tagen auf der Baustelle geprüft worden, wobei sich durchschnittlich die Biegezugfestigkeit nach 7 Tagen zu 13% derjenigen nach 28 Tagen und die letztere zu 16% der Druckfestigkeit nach 28 Tagen ergeben hat. Die ausgebohrten Zylinder (aus der fertigen Betondecke, die in je 750 m Abstand entnommen wurden, zeigten durch-



schnittlich 290 kg/cm<sup>2</sup> Druckfestigkeit. Das stellenweise verwendete brakige Wasser hat die Druckfestigkeit gegen die Proben mit artesischem Wasser nur um 2% vermindert. Die fertige Straßenstrecke hatte 438 Bau-Trennfugen und zeigte daneben 1333 Querrisse von durchschnittlich 5,2 m Länge und 169 Längsrisse von durchschnittlich 3 m Länge, was einen Querriß, mit Einrechnung der Baufugen, auf je 30 m Entfernung ergibt. Der Gesamtverbrauch an Baustoffen war 95 225 Sack Zement, 22 600 m<sup>3</sup> Sand, 28 700 m<sup>3</sup> Kies und 7600 m<sup>3</sup> Schlacke. (Nach H. J. Friedmann, Abteilungsingenieur der staatl. Straßenbauverwaltung von Georgia, Engineering-News-Record 1928, S. 955 und 958—961, mit 4 Zeichn., 7 Lichtbild. und 1 Zahlen-tafel.) N.

### Versammlungssaal der Meulemannstiftung in Amsterdam.

In „De Ingenieur“ 1929, Heft 3, gibt S. A. Brinkmann eine ausführliche Beschreibung eines sehr eigenartigen Saalbaues. Es handelt sich um das Haus der Theosophischen Vereinigung in Amsterdam, das

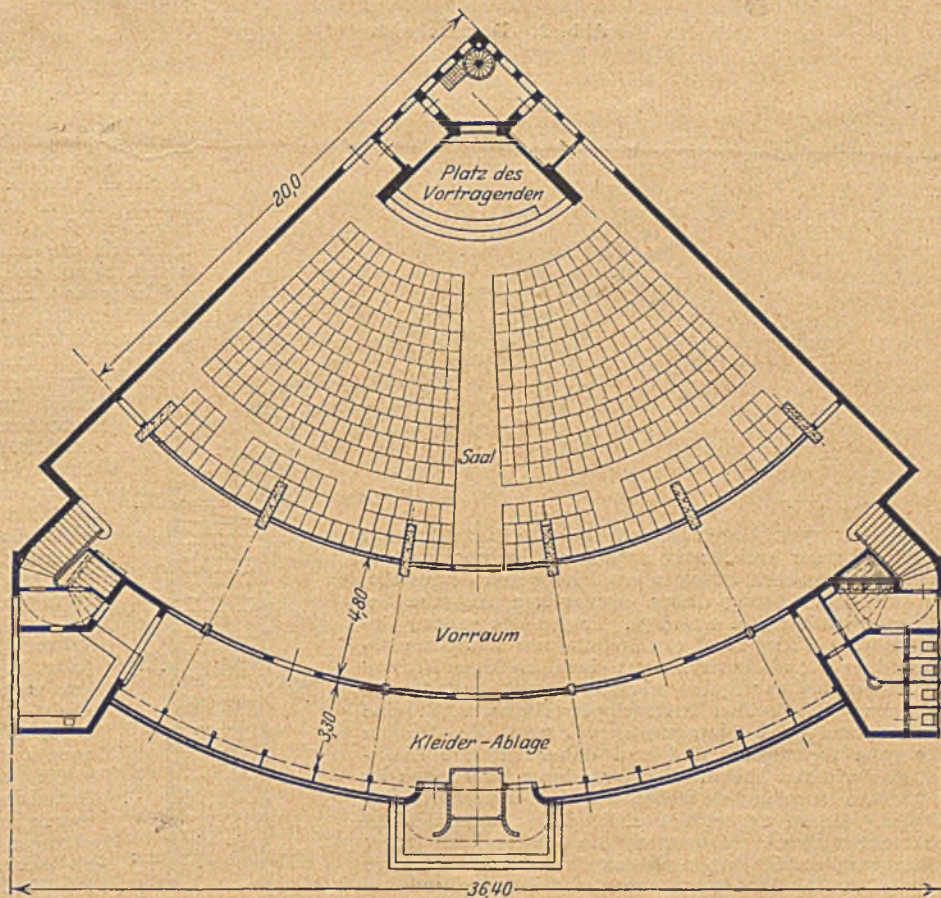


Abb. 1. Grundriß.

für Versammlungen im engeren Kreise der Mitglieder dienen soll. Der Grundriß ist ein Viertelkreis mit etwa 20 m Halbmesser bis zur gekrümmten Abschlußwand des eigentlichen Saales gemessen; daran liegt ein ringförmiger Vorraum von 4,80 m und daran anschließend eine ringförmige Kleiderablage von 3,30 m Breite (Abb. 1). An beiden



Ecken sind kleine vorspringende Anbauten, die Treppen und Nebenräume enthalten; die vordere Breite des ganzen Gebäudes beträgt 36,40 m. Im Mittelpunkt des Saales befindet sich die Vortragsbühne. Da während der Feiern sich die volle Aufmerksamkeit der Zuhörer nur auf den Vortragenden richtet, so ist sein Standpunkt durch den Aufbau des ganzen Raumes besonders betont: sämtliche Sitzplätze im Saale sind kreisförmig um den Mittelpunkt angeordnet, die Decke bildet das Viertel eines Kegelmantels mit der Spitze über der Mitte, so daß der Raum hier auch seine größte Höhe erreicht, oben ist ein Oberlicht eingebaut, während der übrige Raum nur mäßig beleuchtet ist, denn die Teilnehmer brauchen während der Feiern nicht zu lesen, und dicht hinter dem Vortragenden, durch ein Gitterwerk verdeckt, ist die Orgel angebracht, so daß ihre Klänge auch von der Mitte her in

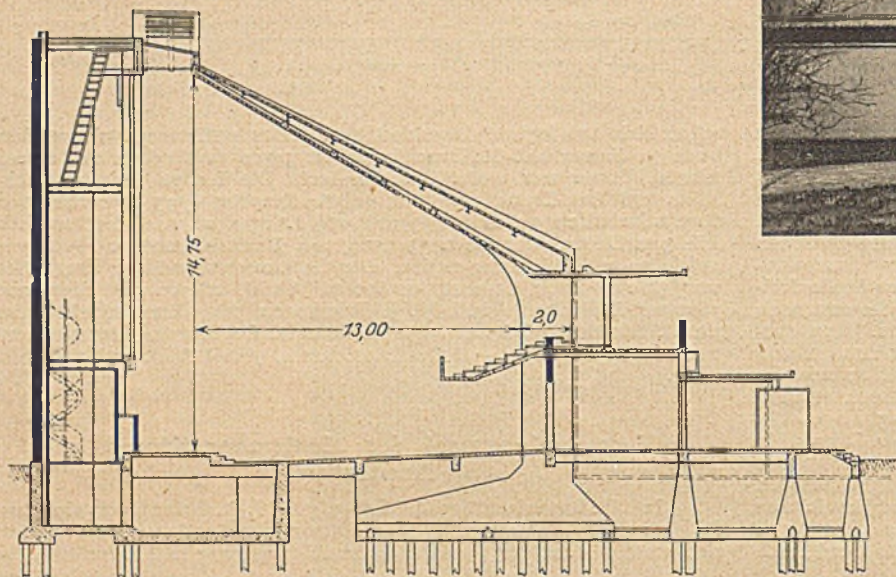


Abb. 2. Durchschnitt.

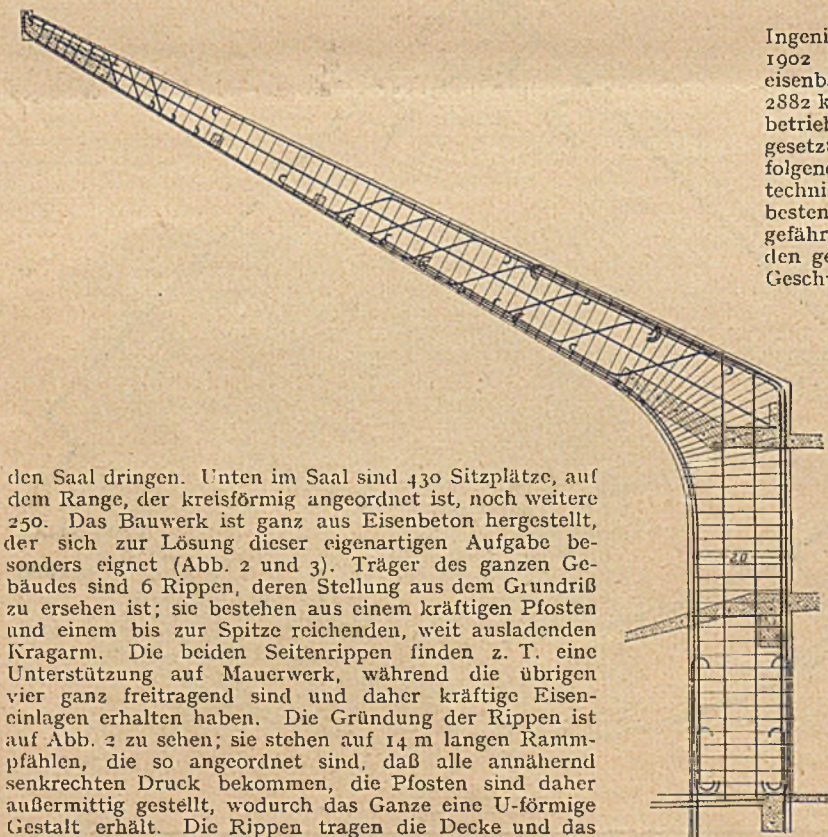


Abb. 3. Haupttreppe.

den Saal dringen. Unten im Saal sind 430 Sitzplätze, auf dem Range, der kreisförmig angeordnet ist, noch weitere 250. Das Bauwerk ist ganz aus Eisenbeton hergestellt, der sich zur Lösung dieser eigenartigen Aufgabe besonders eignet (Abb. 2 und 3). Träger des ganzen Gebäudes sind 6 Rippen, deren Stellung aus dem Grundriß zu ersehen ist; sie bestehen aus einem kräftigen Pfosten und einem bis zur Spitze reichenden, weit ausladenden Kragarm. Die beiden Seitenrippen finden z. T. eine Unterstützung auf Mauerwerk, während die übrigen vier ganz freitragend sind und daher kräftige Eisenlagen erhalten haben. Die Gründung der Rippen ist auf Abb. 2 zu sehen; sie stehen auf 14 m langen Ramm-pfählen, die so angeordnet sind, daß alle annähernd senkrechten Druck bekommen, die Pfosten sind daher außermittig gestellt, wodurch das Ganze eine U-förmige Gestalt erhält. Die Rippen tragen die Decke und das Dach. Erstere besteht aus Bimsbetonplatten mit Korkdeckung; das Dach hat eine Holzschalung erhalten und ist mit Kupferblech gedeckt. Die Rippen sind in der Höhe, wo sich der Knick befindet, durch Balken, die die über dem Rang befindliche Decke tragen, miteinander verbunden; diese Decke besteht aus einer 5 m weit vortretenden Platte. Der Rang selbst ist eine 4 m weit in das Saalinnere auskragende Platte, die sich nach außen als Fußboden für den umlaufenden Gang fortsetzt. Sie ruht auf zwischen den Stützen

angebrachten Trägern; die äußere Brüstungsmauer ist kräftig gestaltet, um als Gegengewicht zu dienen. Hierdurch wird vermieden, daß die Hauptrippen dadurch noch ein zusätzliches Biegemoment erhalten. Das Tageslicht tritt außer durch das bereits erwähnte

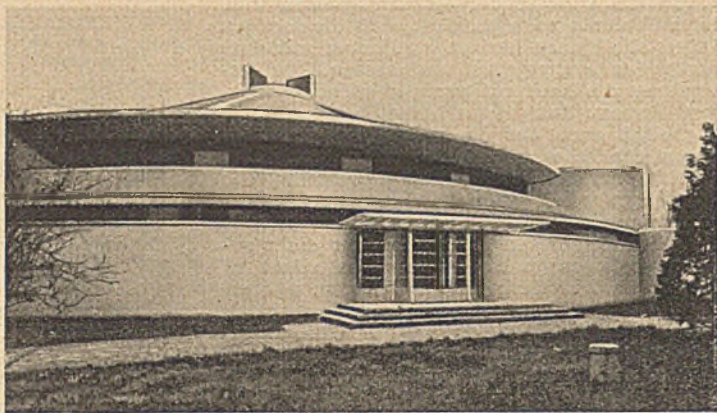


Abb. 4. Vorderansicht.

Oberlicht in der Spitze der Decke durch die beiden Seitenwandungen ein, die infolge der kegelförmigen Anordnung des Innenraumes eine dreieckige Fläche bilden. Wandungen und Decke des Saales sind farbig gehalten; die Außenwände (Abb. 4) sind mit Edelputz versehen, der durch einen reichen Quarzzusatz dem Gebäude, besonders bei Sonnenschein eine eigenartig schöne Färbung verleiht. L.-M.

#### Elektrisierung der Schweizerischen Bundesbahnen.

Vortrag, gehalten am 9. März 1928 von Oberingenieur Weiß der Schweizerischen Bundesbahnen im Königl. Ingenieur-Institut im Haag. Vergl. De Ingenieur 1928, S. V, 49 bis V, 57 mit 16 Abb. Seit 1902 hat der Schweizerische Bund begonnen, wichtige Privateisenbahnen zu übernehmen; z. Z. betreibt der Bund ein Netz von 2882 km Länge, wovon 1490 km, d. h. 70% der Brutto-km-t, elektrisch betrieben werden. Schon 1904 wurde eine Studienkommission eingesetzt, die z. B. über die Elektrisierung der Gotthardbahn 1912 folgendes Gutachten abgab: „Der elektrische Vollbahnbetrieb ist technisch zuverlässig und vollkommen befriedigend möglich. Am besten eignet sich das Betriebssystem mit Einphasenstrom von ungefähr 15000 V und 15 Perioden. Der elektrische Betrieb wird schon bei den gegenwärtigen Kohlenpreisen trotz Annahme wesentlich größerer Geschwindigkeiten erheblich billiger sein als der Dampfbetrieb.“

Im Jahre 1906 wurde die Simplonbahn mit 20 km langem, eingleisigem Tunnel in Betrieb genommen und sogleich mittels Drehstrom von 3000 V und 16 Perioden betrieben. Im August 1913 schlug die Generaldirektion der S. B. B. dem Verwaltungsrat vor, die Gotthard-Bergstrecke Erstfeld—Bellinzona (110 km lang, Steigungen 27‰) zu elektrisieren, und zwar mit Einphasen-Wechselstrom von zunächst 7500 V, später 15000 V. Der Kriegausbruch verhinderte die Ausführung. Während des Krieges: Kohlen- teuerung, Zug einschränkungen, teilweise sogar Holzfeuerung. Im Jahre 1920 war der Kohlenpreis auf das 6,5fache gestiegen, die Ausgaben für den Lokomotiv-km sogar auf das 8fache. Die Leistung von 48,3 Mill. Lok.-km im Jahre 1913 war 1918 auf etwa die Hälfte gesunken. Im Jahre 1918 wurde die Elektrisierung eines Netzes von 1730 km vorgesehen, für 750 Mill. Francs, Bauzeit 30 Jahre. Die Gotthardstrecke Erstfeld—Biasca wurde gegen Ende 1920, bis Bellinzona Anfang 1921 in Betrieb genommen. 1923 wurde die Beschleunigung der Ausführung beschlossen; somit sollen Ende 1928 im ganzen 1621 Bahn-km elektrisiert sein, dazu sind 429 Lokomotiven und Motorwagen beschafft; die Kosten (ausschl. Brückenverstärkungen) betragen 680 Mill. Frs., der Kraftbedarf 350 Mill. kW-Std. ab Werk, wenn man den Verkehr von 1913 voraussetzt. Die Kraft wird nur aus Wasserwerken beschafft, deren Ausnutzung ein Hauptgrund für die Elektrisierung gewesen ist. Abgesehen von dem Werk Massaboden für die Simplonbahn, sind zwei Hauptkraftwerkgruppen Gotthard und Wallis vorhanden. An Unterwerken sind 23 in Betrieb in höchstens 100 km Entfernung; in diesen wird der Strom von 60 oder 132 kW auf die Fahrdrachtspannung von 15 kW herabgesetzt. Bei den älteren Unterwerken ist die ganze Ausrüstung in Gebäuden untergebracht, die neueren sind Freiluftanlagen, deren Herstellung sich 25 bis 30% billiger stellt. An die



Transformatoren sind an der Oberseite zweipolige Ölschalter von 400 000 kWA angeschlossen, an der Unterseite einpolige von 250 000 kWA. Der Fahrdrat besteht aus Kupfer von 107 mm<sup>2</sup> Querschnitt, er ist in Vielfach-Aufhängung am Tragsseil befestigt. In der Regel einfache Isolation; doppelte nur, wo auch Dampftrieb vorkommt. Man hat Lokomotiven mit Stangenantrieb und Einzelachsantrieb. Erstere sind in der Anschaffung billiger, erfordern jedoch sehr genaue Triebwerkeinstellung, dabei können Schüttelschwingungen schwere Schäden verursachen. Auf der Gotthardstrecke verkehren Lokomotiven mit elektrischen Bremsen, wovon zwei Arten vorhanden sind: erstens Widerstandsbremsen, nur zur Abbremsung des Lokomotivgewichtes; dabei werden die Motoren durch einen kleinen Transformator besonders erregt. Zweitens Rekuperationsbremsen, wobei in den Stromkreis der als Generator arbeitenden Motoren Drosselspulen eingeschaltet werden; etwa 40% der auf der Steigung aufgewendeten Arbeit können zurückgewonnen werden. Diese elektrischen Bremsen sind sehr teuer und daher nur auf Bergstrecken gerechtfertigt. Viele Lokomotiven haben eine Einrichtung für einmännige Bedienung, die allerdings nur bei Personenzügen angewendet wird. Sie tritt in Tätigkeit, wenn der Führer das Fußbrett löst; dadurch wird sogleich der Hauptschalter ausgeschaltet und die Luftbremse in Tätigkeit gesetzt, wobei die Luft durch eine Alarmpfeife entweicht. Diese Wirkungen treten allerdings erst nach Zurücklegen eines Weges von 100 m ein, um dem Führer eine gewisse Freiheit in der Bewegung zu gestatten.

Die Vorteile der Elektrisierung sind zunächst der raschere, rauchfreie Betrieb, bessere Ausnutzung der Lokomotiven und dadurch Minderbedarf, im Vergleich zu Dampflokomotiven etwa 20%. Vergleiche der Unterhaltungskosten sind z. Z. noch nicht möglich. Störungen kommen nur selten vor. Was die Wirtschaftlichkeit betrifft, so ist für 1927 eine Ersparnis von 1,7 Mill. Frs. ausgerechnet, diese Zahl ist allerdings anfechtbar. Das Endergebnis kann z. Z. noch nicht glänzend sein, weil die Elektrisierung in den ersten Jahren sehr hohe Kosten verursachte; auch sank der Kohlenpreis viel rascher als man allgemein angenommen hatte. Ein Hauptvorteil bleibt auf alle Fälle: Die Ausnützung der einheimischen „Weißen Kohle“ anstatt einer jährlichen Ausgabe von 20 Mill. Frs. für Kohlen an das Ausland. Eine Weiterführung der Elektrisierung ist mit Rücksicht auf die Geldbeschaffung z. Z. nicht in Aussicht genommen; es soll eine Atempause gemacht werden; gleichwohl werden die Untersuchungen fortgesetzt. L.-M.

#### Personalnachrichten.

Der preußische Minister für Kunst, Wissenschaft und Volksbildung hat den bisherigen Privatdozenten, Beratenden Ingenieur, Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Dr. jur. Ernst Randzio, zu Beginn dieses Jahres zum außerordentlichen Professor in der Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule Berlin ernannt.

### WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Über die Wohnungsbaukredite im Jahre 1928 gibt das Institut für Konjunkturforschung folgenden Überblick:

„Die Gesamtaufwendungen für den Wohnungsbau liegen im Jahre 1928 mit 3,1 bis 3,2 Milliarden RM. etwa auf gleicher Höhe wie im Vorjahr. Die Gesamtzahl der im Jahr 1928 erstellten Wohnungen dürfte zwar die des Jahres 1927 übersteigen; da jedoch im vergangenen Jahr der Anteil der Kleinwohnungen mit ihren geringen Erstellungskosten zugenommen hat, ist eine Mehrbeanspruchung von Krediten für den Wohnungsbau nicht erfolgt. Bei der Wohnungsbaufinanzierung sind trotz der Einengung des Kapitalmarkts im Jahr 1928 die Bodenkreditinstitute, Sparkassen und Versicherungsunternehmen stärker hervorgetreten. Die von ihnen dem Wohnungsbau zugeführten Mittel sind 1928 mit 1,5 Milliarden RM. gegen 1,1 Milliarden RM im Jahr 1927 zu veranschlagen. Die erhöhte Inanspruchnahme von erstelltem Hypothekarkredit war jedoch für die Bauunternehmer infolge weichen der Auszahlungskurse mit erhöhten Kosten verbunden. Wenn sich die Kurse für die Auszahlung an den Kreditnehmer auch in der großen Entwicklungslinie der Kapitalmarktlage anpassen, so sind sie doch nicht so großen Schwankungen, wie beispielsweise die Kurse der festverzinslichen Papiere, unterworfen. Vor allem wirkt sich eine Veränderung der Pfandbriefkurse nicht immer unmittelbar in einer entsprechenden Erhöhung oder Verminderung des Auszahlungskurses für Hypothekengelder aus. Das Institut für Konjunkturforschung hat durch eine Umfrage bei den verschiedensten Kreditinstituten die Nettokosten von Wohnungsbauhypotheken, unter Berücksichtigung des Nominalzinses, der Verwaltungskostenbeiträge, des Auszahlungskurses und der Laufzeit, erfaßt.

Danach haben sich die Kreditkosten im Jahr 1928 gegenüber dem Vorjahr beträchtlich erhöht.

Nettokosten von Wohnungsbauhypotheken.  
(v.H. p. a.)

	1. Viertel-jahr	2. Viertel-jahr	3. Viertel-jahr	4. Viertel-jahr
1927 . . . .	8,34	8,21	8,78	9,47
1928 . . . .	9,84	10,01	10,15	1) 10,24

1) Vorläufige Zahl.

Diese Steigerung der Kosten für erstelltem Hypothekarkredit wirkt sich aber im allgemeinen nur im Rahmen der ersten 40 v.H. des Bau- und Bodenwerts aus; eine entsprechende Erhöhung der Kosten haben die bis zu 60 v.H. des Bau- und Bodenwerts gewährten zweistelligen Hypotheken erfahren, während die darüber hinaus gewährten Kredite im großen und ganzen öffentliche Mittel darstellen, deren Verzinsung keinen Schwankungen unterliegt.

Wenn auch die Pfandbriefkurse Anfang 1929 etwas gestiegen sind, so hat diese Erhöhung doch noch nicht eine entsprechende Steigerung des Auszahlungskurses der Hypotheken an den Bauunternehmer zur Folge gehabt. Mit fortschreitender Entlastung des Kapitalmarkts im Jahr 1929 dürften sich aber auch die Nettokosten der Wohnungsbaukredite allmählich senken und somit die Rentabilität des Wohnungsbaus, soweit sie von der Kreditseite her beeinflußt wird, wieder heben. Wenn bei weiterer Abschwächung der wirtschaftlichen

Tätigkeit der Kreditbedarf der Industrie abnehmen sollte, so dürfte die Beschaffung der für den Wohnungsbau erforderlichen Mittel mit weniger großen Schwierigkeiten verbunden sein als im vergangenen Jahr, das durch eine Einengung des Kapitalmarkts, ständig sinkenden Pfandbriefkurse und demzufolge erhöhte Schwierigkeiten und Kosten bei der Beschaffung erstelltem Hypothekarkredits für den Wohnungsbau gekennzeichnet war.

Der Reichstarifvertrag für das Baugewerbe. Der neue Reichstarifvertrag wurde nach längeren Verhandlungen abgeschlossen. Am hartnäckigsten wurde um die endgültige Lohnschlichtung gekämpft, die den wichtigsten Teil des RTV. darstellt. Die Gewerkschaften wollten vor allen Dingen das Recht der endgültigen Entscheidung nicht mehr dem Haupttarifamt übertragen, vielmehr wollten sie höchstens falls die bezirklichen Tarifämter mit dem Rechte der endgültigen Entscheidung in einer zweiten Instanz ausstatten. Es gelang schließlich, eine Einigung des Inhaltes zu erzielen, daß die endgültige Lohnschlichtung beibehalten wird, daß sie aber bei gewissen qualifizierten Mehrheiten den bezirklichen Tarifämtern eingeräumt ist.

Die Löhne sollen jetzt jeweils für ein ganzes Jahr festgelegt werden. In der Arbeitszeitfrage wurde der bisherige Zustand beibehalten, daß die Parteien bis zum Inkrafttreten des Arbeitsschutzgesetzes auf eine Arbeitszeitregelung verzichten und daß die vertragsschließenden Organisationen verpflichtet sind, nach Inkrafttreten des Gesetzes in Verhandlungen über die Arbeitszeit im Baugewerbe einzutreten.

Auch die Ferienregelung hält sich im Rahmen des bisherigen Zustandes. Die Arbeitgeber haben einiges Entgegenkommen gezeigt, um eine mißbräuchliche Anwendung der Ferienbestimmungen zu vermeiden. Die Beton- und Tiefbauklausel ist in der im Frühjahr 1928 veränderten Form aus dem alten Reichstarifverträge übernommen worden.

Der Reichstarifvertrag hat wieder für zwei Jahre Geltung. Die derzeitigen Löhne gelten bis zum 10. April. Die Verhandlungen über die Neuregelungen sollen in den Bezirken spätestens bis zum 6. April beendet sein. Falls keine Einigung erzielt wird, soll das tarifinstanzliche Verfahren einsetzen.

Versicherungsfreiheit der Lehrlinge von der Arbeitslosenversicherung. Bei dem zu Ostern bevorstehenden Abschluß neuer Lehrverträge ist eine Entscheidung des 1. Beschluß-Senates des Reichsversicherungsamtes, Abteilung für Kranken-, Invaliden- und Angestelltenversicherung vom 17. Oktober 1928 — Aktenzeichen II. K. 82/28 B — zu beachten, durch die zwei Streitfragen hinsichtlich der Arbeitslosenversicherungspflicht der Lehrlinge grundsätzlich entschieden wurden.

Während der Reichsarbeitsminister in einem Schreiben an den Deutschen Handwerks- und Gewerbekammertag vom 6. Oktober 1928 den Standpunkt vertrat, daß eine im Lehrvertrag vereinbarte Probezeit von mehr als vier Wochen die Versicherungsfreiheit nur dann nicht aufheben, wenn eine Lehrzeit von mindestens zwei Jahren zuzüglich der die Dauer von vier Wochen übersteigenden Probezeit vereinbart sei, hat der Beschlußsenat die weitergehende Entscheidung getroffen, daß die Verlängerung der Probezeit auf die nach § 127b Abs. 1 der Gewerbeordnung zulässige Höchstdauer von drei Monaten in keinem Falle eine Arbeitslosenversicherungspflicht der Lehrlinge begründet, also auch dann nicht, wenn der Lehrvertrag nur für zwei Jahre einschließlich der ganzen Probezeit abgeschlossen ist.



Dagegen besteht für gewerbliche Lehrlinge nach der gleichen Entscheidung Arbeitslosenversicherungspflicht, wenn der Lehrvertrag die Bestimmung enthält, daß das Lehrverhältnis auch nach Ablauf der Probezeit gelöst werden kann, falls der Lehrherr gezwungen ist, den Betrieb ganz oder teilweise einzustellen.

### Rechtsprechung.

**Bauwerk im Sinne des § 638 BGB.** Ansprüche auf Beseitigung eines Mangels des gelieferten Werkes, sowie auf Wandlung oder Schadenersatz verjähren in 6 Monaten, bei Arbeiten an einem Grundstück in einem Jahre, bei Bauwerken in 5 Jahren. Ob eine Lichtreklame ein Bauwerk oder eine Arbeit an einem Grundstück ist, sollte jetzt vom Reichsgericht entschieden werden. Das Kammergericht hatte eine Klage auf Rückzahlung des Kaufpreises wegen Unbrauchbarkeit der Anlage nach einer Gebrauchszeit von 11 Monaten wegen Verjährung des Anspruches abgewiesen. Das Reichsgericht (Urteil vom 6. Juli 1928 — VII 22/28) hob diese Entscheidung auf und verwies die Sache zur anderweitigen Entscheidung an das Kammergericht mit folgender Begründung zurück:

Nach der Meinung des Kammergerichts ist das Werk kein Bauwerk, weil der Vertrag nicht auf Errichtung eines Gebäudes oder Herstellung eines Gebäudeteiles gerichtet gewesen sei. Nach der reichsgerichtlichen Rechtsprechung (RGZ. Bd. 56 S. 43) ist ein Bauwerk eine unbewegliche, durch Verwendung von Arbeit und Material in Verbindung mit dem Erdboden hergestellte Sache. Unmittelbare Verbindung des Werkes mit dem Erdboden wird nicht gefordert; auch solche Arbeiten, die zur Vollendung eines Gebäudes an demselben vorgenommen sind, stellen ein Bauwerk dar, wenn die verwendeten Materialien Bestandteile des Gebäudes wurden, wie z. B. Dachdeckerarbeiten und Malerarbeiten. Im gegenwärtigen Falle kommt es also darauf an, ob die gelieferten Materialien Bestandteile des Gebäudes im Sinne des § 94 BGB. geworden sind und ob die eine Veränderung oder Ergänzung des Gebäudes bewirkt haben. Nach diesen Gesichtspunkten hat das Kammergericht den Sachverhalt noch nicht geprüft. Was die einjährige Verjährungsfrist betrifft, so kommt folgendes in Betracht: Nicht nur Anlagen von Kanälen, Ausschachtungen, gärtnerische Arbeiten und ähnliche Leistungen sind als „Arbeiten an einem Grundstück“ im Sinne des § 836 BGB. anzusehen, sondern auch Arbeiten an Gebäuden, die nach § 94 BGB. Bestandteile eines Grundstücks sind. Wesentlich ist nur, daß dabei Eingriffe in die Substanz des Gebäudes notwendig sind. Auch in dieser Richtung hat das KG. noch Untersuchungen vorzunehmen.

**Provision für die Vermittlung von Bauaufträgen.** Kann ein Vermittler, dem von der bauausführenden Firma für die Vermittlung eines Bauauftrages eine nach Prozenten berechnete Provision zugesichert worden war, diesen Provisionssatz auch für Bauerweiterungen und Abänderungen beanspruchen, die sich während der Bauausführung als notwendig herausstellen?

Maßgebend ist grundsätzlich die von den Vertragsparteien getroffene Vereinbarung, deren genaue Umgrenzung zur Vermeidung gerichtlicher Auseinandersetzungen empfohlen wird.

In einem Falle, bei dem die Zahlung der Provision in bestimmten Raten nach Fertigstellung bestimmter Bauabschnitte erfolgen sollte, gewährte das Kammergericht dem Vermittler die volle Provision, obwohl der Bau nicht vollständig ausgeführt worden war. Es führt aus, daß die Vereinbarung nur eine Zeitbestimmung über die Fälligkeit der einzelnen Raten enthalte, nicht aber eine Bedingung festsetze, bei deren Eintritt erst die Raten verdient sein sollen. (Entsch. des Kammergerichts vom 19. September 1928. 24 U 1029/27.)

**Ausschlußfrist bei Lohnklagen.** (Urteil des Arbeitsgerichts Würzburg vom 21. Oktober 1928.) Aus den Entscheidungsgründen: „§ 101 des Arbeitsgerichtsgesetzes räumt den Tarifvertragsparteien das Recht ein, zu vereinbaren, daß dem arbeitsgerichtlichen Verfahren ein Einigungsverfahren vor einer vereinbarten Gütestelle voranzugehen habe. Von diesem Recht ist im § 11 Ziffer 2a des Reichstarif-

vertrages für das Baugewerbe Gebrauch gemacht. Dort ist gesagt, daß zur Schlichtung von örtlichen Streitigkeiten aus den Lohn- und Arbeitstarifen zunächst die örtliche Schlichtungskommission berufen ist. Bei dieser Stelle ist der Streitfall gemäß § 11 Ziffer 14a binnen einer Ausschußfrist von 14 Tagen anzubringen und erst bei Erfolglosigkeit des Güteversuches durch diese Stelle ist der Streit nach § 11 Ziffer 2a RTV. beim zuständigen Gericht anhängig zu machen. Die von seiten der beklagten Partei eingebrachte Einrede des Gütevertrages ist als richtig und rechtsgültig vorgebracht. Es kann natürlich, da im Arbeitsgerichtsgesetz ausdrücklich der Abschluß eines Güteverfahrens zugelassen ist, nicht von einer Verletzung des Artikel 105 der Reichsverfassung gesprochen werden, denn durch den Gütevertrag ist die Partei nicht gehindert, ihr Recht zu verfolgen, sie hat nur dieses Recht dadurch verwirkt, daß sie die im Gütevertrag ausdrücklich vorgesehene Frist von 14 Tagen versäumt hat. Diese Versäumnis wird auch dadurch nicht beseitigt, daß der Kläger vor Ablauf der Frist seine Ansprüche noch nicht ziffernmäßig feststellen konnte, denn es hätte zur Wahrung seiner Rechte und Ansprüche genügt, wenn er die Klage bei der Schiedsstelle anhängig gemacht und sich die nähere Berechnung vorbehalten hätte. Der Klageanspruch war daher durch die prozeßhindernde Einrede verwirkt.“

Der in diesem Urteil vertretene Standpunkt wird z. T. bestritten. Verschiedene Gerichte haben die Ansicht vertreten, daß der Gütevertrag in § 11 Ziffer 2a RTV. nur die Organisationen binde, daß sich dagegen der einzelne Arbeiter an das Güteverfahren nicht zu halten brauche. Diese Ansicht ist aber in der Minderheit.

**Vereinigungsfreiheit auch für Lehrlinge.** Nach einem Urteil des Arbeitsgerichts Kassel vom 24. April 1928 — A. C. 512/28 — ist eine Bestimmung im Lehrvertrage, wonach der Beitritt des Lehrlings zu Vereinen irgendwelcher Art von der Zustimmung des Lehrherrn abhängig ist, nichtig. Der Lehrherr ist nach Ansicht des Arbeitsgerichts Kassel heute nicht mehr ausschließlich oder hauptsächlich Erzieher des Lehrlings, sondern das Lehrverhältnis hat eine gewisse Ähnlichkeit mit dem zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmer bestehenden Arbeitsvertrag angenommen.

Daß auch die beteiligten Organisationen das Verhältnis als ein Arbeitsverhältnis ansehen, gehe schon daraus hervor, daß in Tarifverträgen Bestimmungen über Lehrlinge aufgenommen werden und daß dies nach anerkanntem Recht unbedenklich ist.

Es macht keinen Unterschied, ob es in dem Lehrvertrage heißt: „Der Beitritt zu einer wirtschaftlichen Organisation bedarf der Zustimmung des Lehrherrn“ oder „er bedarf der Vereinbarung zwischen dem Lehrherrn und dem gesetzlichen Vertreter des Lehrlings“. Auch im letzteren Fall hätte der Lehrherr die Entscheidung in der Hand. Das soll gerade durch Artikel 159 der Reichsverfassung, der für jedermann Vereinigungsfreiheit gewährleistet, vermieden werden.

**Ein als Schmied auf einem Bau beschäftigter Arbeiter ist Bau-facharbeiter und als solcher zu entlohnen.** (Urteil des Landesarbeitsgerichts Magdeburg vom 7. Juni 1928 — 20 S. 45/28, 13.) Aus den Entscheidungsgründen: Wenn der Kläger auch nicht unter die in der Lohn-tabelle zu dem betreffenden Bezirkstarifvertrage für das Baugewerbe aufgeführten Arbeitergruppen fällt, so gilt doch der Tarifvertrag nach seinem § 1 für alle Bau-, Maurer-, Zimmerer- usw. Arbeiter. Verrichtet ein Schmied für ein Baugeschäft bei einer Bauausführung Schmiedearbeiten, so sind das nach Ansicht des Landesarbeitsgerichts Bauarbeiten. Der Kläger ist deshalb nach dem Sinn des Tarifvertrages als Bauarbeiter zu bezahlen, und zwar, da er gelernter Schmied mit einer Lehrzeit von vier Jahren ist, wie ein gelernter Bauarbeiter, nämlich wie ein Maurer oder Zimmerer, nicht wie ein ungelernter, bei dem Bau mitwirkender Arbeiter (Bauhilfsarbeiter). Sind Schmiede nicht ausdrücklich in der Tabelle oder im Tarifvertrag selbst als Bauarbeiter aufgeführt, so steht das einer Auslegung des Tarifvertrages nach Treu und Glauben nicht entgegen. Es ist nicht anzunehmen, daß dem nicht aufgeführten gelernten Arbeiter in Fällen gerade von der Art des vorliegenden der Lohn eines Bau-facharbeiters versagt sein sollte.

### PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 7 vom 14. Februar 1929.

- Kl. 4 c, Gr. 35. B 136 269. Bamag-Meguini-Akt.-Ges., Berlin NW 87, Reuchlinstr. 10—17. Scheibengasbehälter. 2. III. 28.  
Kl. 4 c, Gr. 35. T 35 274. Karl Tietz, Essen-Bredeney, Holunderweg 64. Abdichtungsmittel für wasserlose Gasbehälter aus Teererzeugnissen; Zus. z. Anm. T 34 499. 14. VI. 28.  
Kl. 5 a, Gr. 12. S 71 858. Siemens-Schuckert-Werke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Erdböhranlage. 15. X. 25. V. St. Amerika X. 24. 21.  
Kl. 5 d, Gr. 14. J 35 139. Albert Ilberg, Mörs-Hochstraß. Einrichtung zur Festigung des Bergeversatzes bei Versatzmaschinen. 26. XI. 25.

- Kl. 19 c, Gr. 11. V 22 124. J. A. Maffei A.-G., München 23. Betonstraßenfertiger. 5. II. 27.  
Kl. 20 a, Gr. 1. B 133 848. Richard Becker, Worms, Kyffhäuserstr. 7. Versenkbarer Ablaufberg. 17. X. 27.  
Kl. 20 g, Gr. 1. E 34 729. Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M., Platz der Republik 58. Kletterdrehscheibe. 15. X. 26.  
Kl. 20 g, Gr. 1. F 67 170. Felten & Guillaume Carlsberg Act.-Ges., Köln-Mülheim. Zum Rangieren verwendbare Drehscheibe. 8. XI. 28.  
Kl. 20 i, Gr. 31. A 53 275. Allgemeine Elektro-Industrie Heinrich Winkler, Dortmund, Adlerstr. 18—20. Schienenstromschließer für Eisenbahn-Warnanlagen. 11. II. 28.



- Kl. 37 b, Gr. 5. St 42 189. Albert Stein, Barmen-Wichlinghausen, Wesestr. 22. Plattenverbindung mit unterschneiden und zum Einführen von entsprechenden Zapfen erweiterten Nuten. 3. I. 27.
- Kl. 37 f, Gr. 7. C 16 379. Georg Ollert, Berlin-Neukölln, Geygerstraße 2, u. Dipl.-Ing. Hans Rottmayer, Berlin-Charlottenburg 1, Lohmeyerstr. 27. Raumabschluß. 19. III. 27.
- Kl. 38 h, Gr. 2. I 33 087. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Holzkonservierungsmittel. 29. XII. 27.
- Kl. 42 a, Gr. 12. K 103 899. Max Königer, München, Gaiglstr. 20. Ellipsenzirkel. 21. IV. 27.

- Kl. 80 a, Gr. 7. D 51 295. Deutsche Duromit-Beton-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Tempelhof, Teilestr. 9/10. Betonmischmaschine mit zwei übereinander liegenden drehbaren Mischtrommeln. 20. IX. 26.
- Kl. 80 c, Gr. 14. M 102500. Ernst Meier, Bochum, Marienplatz 5. Verfahren und Vorrichtung zum Brennen von Zement. 10. XII. 27.
- Kl. 80 c, Gr. 14. P 51 669. G. Polysius Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Drehtrommel zum Brennen von Zement mit erweiterter Füllzone. 9. XI. 25.
- Kl. 85 d, Gr. 1. K 109 085. Graf Georg Keglevich, Budapest, Ung.: Vertr.: Dr.-Ing. E. Boas, Pat.-Anw., Berlin SW 61, Rohrbrennenfilter. 15. VI. 27.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Betonwegen door P. W. Scharroo, Kapitein der Genie. N. V. Moorman's Periodieke Pers. Den Haag 1927. Geheftet. 88 Seiten, 42 Abbildungen.

Der moderne Betonstraßenbau, wie er sich in Deutschland seit dem Jahre 1924 in Anlehnung an das amerikanische Vorbild entwickelt hat, hat auch in den Ingenieurkreisen Hollands Beachtung gefunden. Dieses Land, das hinsichtlich seiner Gesteinsvorkommen von der Natur sehr stiefmütterlich behandelt wurde, scheint geradezu dafür bestimmt zu sein, seine Straßen aus Kunststein zu bauen. Hieran dachte wohl auch der Verfasser der vom Verlag recht gut ausgestatteten Broschüre, wenn er in dem Vorwort schreibt, daß die Betonstraßen einen ersten Platz unter den Wegekonstruktionen einnehmen sollten, die bei der Verbesserung und Erweiterung des holländischen Straßennetzes in Betracht kämen.

Die Schrift beginnt mit einer allgemeinen Betrachtung über die gegenseitigen Beziehungen zwischen Straße und Verkehr. Hieran schließt sich ein mit zahlreichen Abbildungen versehener Überblick über beachtenswerte Betonstraßenbauten in Nordamerika, England, Italien, Deutschland und Frankreich. Weiter folgen Kapitel über konstruktive und materialtechnische Probleme der neuen Bauweise. Einige Sonderkonstruktionen werden ausführlicher beschrieben. In einem 6. Kapitel bespricht der Verfasser die Ausbesserung von Schäden und die notwendigen Straßenunterhaltungsmaßnahmen. Den Schluß bilden Anweisungen für den Bau und die Unterhaltung von Betonstraßen.

Allen, die sich für die Fragen des modernen Betonstraßenbaues interessieren, kann das Büchlein, das sich durch eine kurze, trotzdem aber inhaltsreiche Sprache auszeichnet, empfohlen werden.

Dr.-Ing. H. Brandt, Kraftwerk Schwörstadt.

Geschleuderte Stahlbetonmaste der Dywidag, Niederlassung Dresden, Betonwerk Cossebaude.

Die vorliegende Veröffentlichung der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. läßt erkennen, welch umfassendes Gebiet die bekannten und bewährten Stahlbetonschleudermaste ihres Cossebauder Werkes sich in aller Welt erobert haben und wie es gelungen ist, die Maste nicht nur statisch sicher, in hohem Grade biegefest, sondern vor allem auch ästhetisch schön zu gestalten und hiernach aufs beste Stadt und Land anzupassen. Namentlich den Leitern der Provinzial- und Stadtbauämter, den Elektrizitätswerken u. a. m., sei die ihnen gern von der Firma zur Verfügung gestellte Veröffentlichung wärmstens zur Einsicht empfohlen.

A. M. Foerster.

Sammlung Götschen. Der Feuerschutz der Bauwerke. Von Dr.-Ing. H. Silomon, Baurat bei der Bremer Feuerwehr. Mit 26 Abb. Verlag Wilh. de Gruyter & Co. Berlin u. Leipzig 1928. Preis in L. geb. RM 1,50.

Besprochen wird das Verhalten der Baustoffe im Feuer, und zwar von Holz, Eisen, Stein, Beton, Mörtel, Putz, Glas und Isolierstoffen. Einzelbauteile, auf welche die Betrachtungen erstreckt werden, sind: Säulen, Wände, Decken, Fenster, Türen, Treppen, Dächer und Schornsteine. Weiterhin wird die durch die Rücksicht auf Feuersicherheit bedingte Anordnung von Gebäuden im allgemeinen, ferner gesondert die Frage der Bauweise, der Raumgröße, der Brandmauern, der Stockwerkszahl, Gebäudhöhe, der Höfe und Lichthöfe, der Ausgangsverhältnisse behandelt; weiterhin werden die Gefahren, die im Betriebe der Gebäude liegen, besprochen, bedingt durch Bau- und Instandsetzungsarbeiten, durch Beleuchtung, Heizungen, Blitz, und vor allem auch durch die Verwendungsart der Gebäude (Gaststätten, Läden, Lagerhäuser, Kontorhäuser, Fabriken usw.). Ein weiterer Abschnitt befaßt sich mit den Feuerlöscheinrichtungen aller Art, den Feuer- und Alarmanlagen und der Feuerwehr selbst. Anschließend an eine kurze Übersicht über die feuersicherheitlichen Reichs- und Sondervorschriften in Bauordnungen wird zum Schluß die wichtige Frage, wie eine Verbesserung der Feuersicherheit durchgeführt werden könne, behandelt.

Das kleine Buch ist aus der Erfahrung der Praxis heraus verfaßt und gibt einen wertvollen Überblick über die dort gewonnenen

Erfahrungen und Erkenntnisse. Hierbei ist in anerkennenswerter Weise besonderer Wert auf die Darlegung der Gründe gelegt, die für eine Verbesserung der Feuersicherheit maßgebend sind und diese in Zukunft günstig beeinflussen können. Die ebenso klar wie übersichtlich gegebene Zusammenfassung kann vor allem den Architekten und Bauingenieuren, daneben aber auch den Besitzern feuergefährlicher Betriebe bestens empfohlen werden.

Dr. M. Foerster.

Denkmalpflege und Steinschutz in England. Von Hans Hörmann, Verlag von Georg D. W. Callwey. München 1928.

Unter diesem Titel hat die Bayerische Staatsbauverwaltung (Oberste Baubehörde im Ministerium des Innern) als Band ihrer „Veröffentlichungen“ einen äußerst wertvollen Beitrag zu dem aktuellen Thema der „Denkmälerpathologie“ und ihrer Bekämpfung und Heilung geliefert. Kundige wissen, wie weit wir überall von der Erreichung dieses Zieles noch entfernt sind. Der Verfasser der Arbeit hatte mit eindringender Sachkenntnis und dankenswertem Fleiß gelegentlich einer Studienreise in England 1927 eine erfreuliche Kenntnis über den derzeitigen dortigen Stand der Steinschutz- und Steinerhaltungsarbeiten gewonnen und berichtet nun darüber mit deutscher Gründlichkeit unter Beigabe guter, lehrreicher Abbildungen und zahlreicher Literaturangaben. Die Veröffentlichung gliedert sich nach „Arbeiten auf dem Gebiete der Denkmalpflege“ und dem der „Steinkonservierung an Bauwerken“. Ein Anhang I bringt das englische Denkmalschutzgesetz von 1913, ein Anhang II eine vom „Committee of the Society for the Protection of Ancient Buildings“ herausgegebene Herstellungs- und Gebrauchsanweisung, betreffend den in England als Steinschutzmittel geschätzten einfachen Kalkanstrich.

Abschnitt I. 1. Tiefbautechnische Arbeiten an der St. Paulskirche zu London, ähnlich den bekannten am Mainzer Dom.

2. Untersuchungen des „Britischen Museums“, auf Befund und Erhaltung von Museumsgegenständen sich beziehend.

3. Im Mittelpunkt der englischen Arbeiten auf dem Gebiet der Denkmalpflege steht das Parlamentsgebäude in London, das bekanntlich ungeachtet seines geringen Alters (19. Jahrh.) bedenkliche rasch fortschreitende Verwitterungsschäden aufweist. Ursachen sind fehlerhafte Steinauswahl und unrichtige Verwendungsweise des Materials. Der Werkstein des Parlamentsgebäudes ist ein bräunlichgelber Dolomit der Dyas von Anston in Yorkshire. Mit ihm war angesichts der mit den Rauchgasstoffen: schweflige Säure und Schwefelsäure stark belasteten Londoner Luft von vornherein eine wenig glückliche Wahl getroffen. Das erhellt besonders bei Heranziehung der Untersuchungsergebnisse von Prof. Dr. Kayser an dolomitischen Sandsteinen. Hinzu kam noch vielfach verfehlte Auswahl „Nester“ usw.) sowie unrichtige Versetzung. Bei guter Auswahl des gleichen Anston-Steins beim Museum of Practical Geologie in London hat er sich bewährt. Auch die sprengende Wirkung der Oxydation an den verwandten eisernen Dübeln und Klammern hat mitunter Schäden verursacht.

4. Nach einigen unzulänglichen Abhilfemaßnahmen kam es dann zu einem durchgreifenden Restaurationsplan für das Parlamentsgebäude, der als Auswechslungsmaterial den kieseligen Stancliffe-Sandstein vorsieht.

5. Im übrigen brach sich der Grundsatz Bahn, daß nicht Erneuerung oder Wiederherstellung, sondern Erhaltung maßgebend sein müsse, und es entstanden in England

6. die Denkmalschutzgesetze, zuletzt das jetzt maßgebende Gesetz von 1913, das der Arbeit beigelegt ist und sich auf Erwerbung, Pflugschaft und Schutz alter Baudenkmäler unter denkmalamtlicher Aufsicht erstreckt. In zwei Kapiteln werden endlich die staatlichen und privaten Leistungen in Renovierungs- und Erhaltungsarbeiten in England besprochen, und zwar

7. die staatlichen an Klöstern, die privaten (Society for the Protection of Ancient Buildings) an 50 alten Brücken (darunter die Waterloo-Brücke), ferner an alten Häusern und Kirchenbauten, am Foundling-Hospital zu London und Worcester-College zu Oxford usw.

Abschnitt II ist wegen Mitteilung der englischen Forschungsergebnisse auf dem Gebiet der Wetterbeständigkeitsprüfung (Nr. 1



bis 5) und der Steinkonservierung, namentlich in Vergleich zu den deutschen Ergebnissen, von besonderem Interesse. Vor allem zu nennen: die Arbeiten und Veröffentlichungen des Stone Preservation Committee, London, das nach zwei Richtungen hin tätig ist, 1. nach der chemisch-physikalisch-geologischen (Prof. Ch. Desch, Sheffield-University und Mr. Scott Russel, Canterbury), 2. nach der biologischen (Prof. Sg. Paine vom Kgl. Institut der technischen Wissenschaften). — Mr. Scott Russel stützt sich bei seinen Wetterbeständigkeitsarbeiten auf das Verwitterungsbild des Gesteinsdünnschliffs. Dessen Herstellung läßt er eine Imprägnierung der Gesteinsprobe mit „Bakelite“-Öl vorausgehen, die, ohne irgendwelche Veränderung am verwitterten Gestein, haltbare Schliffe ermöglicht. Hierzu darf wohl bemerkt werden, daß Referent bereits vor 28 Jahren solche Verwitterungs-Dünnschliffe hergestellt hat<sup>1</sup>; ebenso später Hirschwald. Doch bedeutet das Verfahren von Russel eine wichtige Verbesserung. Übrigens war auch auf den von ihm weiterhin stark betonten Einfluß der Gefügebearbeitung der Steine, insbesondere ihrer Porigkeitsverhältnisse, auf ihre Wetterbeständigkeit schon viel früher von mir mehrfach hingewiesen worden, ebenso wie von mir erstmalig z. B. auch das Röntgenbild zur Prüfung magnetit- und pyrithaltiger Schiefer verwandt wurde. (S. das a. a. Ort nicht nur über Gesamtporenmaß, sondern auch über Porengröße und Porenverteilung Gesagte und z. T. versuchsmäßig Entwickelte.) Russel aber will, mit dem Portland-Sandstein beginnend, auch die Kalksteine nach ihrer Oberflächenart und Wetterfestigkeit geradezu klassifizieren. Ein zu begründendes systematisches Vorgehen! Sodann hat er versuchsmäßig die Luftwirkung in London auf Portland-Sandstein bei verschiedenem Grad des Wasserzutritts erforscht und an der Hand chemischer Reaktionsgleichungen zu begründen unternommen. Nicht zur Sprache kommt dabei die von Kayser längst festgestellte (auch vom Referenten behandelte) Kalzium-Sulfitbildung. Besonders hervorzuheben wäre die aufschlußreiche Dünnschliffnahme normal zur Steinoberfläche in 150 facher Vergrößerung. Sodann unternahm Russel, wohl erstmalig, auch Messungen der Wellenlänge bei Temperaturschwankungen im Steinkörper. Kurz: das Wetterbeständigkeitsproblem wird in England nach den verschiedensten Richtungen hin in exakt-wissenschaftlicher Weise bearbeitet.

Die englischen praktischen Versuche mit Steinkonservierungsmitteln (6) wurden in ähnlicher Weise wie das bei uns durch

<sup>1</sup> S. Seipp, Die Wetterbeständigkeit d. natürl. Bausteine und die Wetterbeständigkeitsproben usw., Jena 1900, Verl. v. Herm. Costenoble.

Prof. Dr. Rathgen geschieht, ausgeführt, nämlich durch Auslage von Steinproben (Kalksteinen), von frischen und alten, verwitterten, wovon je 1 imprägniert war, je 1 ungetränkt blieb. Die Tränkungsmittel waren a) Paraffinwachs in Lösung von Ligroin, Benzin, Terpentin, Chloroform, Xylol, Tetrachlorkohlenstoff usw.; b) wässrige Natriumsilikatlösung; c) gesättigtes Barytwasser und Aluminiumsulfatlösung; d) gesättigtes Barytwasser und Arsensäure; e) Kieselsäure-Ester in alkohol. Lösung; f) wässrige Lösung von Zink- und Magnesiumsalz der Kieselfluorwasserstoffsäure (also Keßlersche Fluats). — Die Probestücke wurden nicht nur regelmäßig beobachtet und untersucht, sondern auch der Einwirkung von Salzsäuredämpfen ausgesetzt (also eine allerdings einseitig-verschärfte „künstliche“ Wetterbeständigkeitsprobe!). Die Vergleichsergebnisse werden mitgeteilt, doch scheinen endgültige überzeugende Erfolge noch nicht vorzuliegen, so wenig wie auch wohl in Deutschland. Hier scheint neuerdings die Wachslösung bevorzugt zu werden, während z. B. das in England beachtete Baryt- und Siasic-Verfahren negative Ergebnisse lieferten (Rathgen). Die biologischen Untersuchungen (Prof. Paine) (7) erstreckten sich auf die schädliche Wirkung von Bakterien, die wahrscheinlich sehr bedeutend ist, und von Pflanzenwuchs, studiert an Hand von Dünnschliffen und von Reinkulturen. Endlich werden noch (8) Erfahrungen mit Steinschutzmitteln von Architekten und (9) aus der Industrie bekannt gegeben. Jene befürworten sehr den einfachen Kalkanstrich mit Pinsel. Ad (9) handelt es sich vorwiegend um das wasserabweisende Scerelmey-Steinschutzmittel im engen Anschluß an den Prospekt der Scerelmey-Gesellschaft, ohne daß Neues dabei herauskäme. Doch werden dabei die Forderungen aufgezählt, die das Steinschutzmittel erfüllen muß. (Vergl. damit die schon im Jahre 1924 in der Zeitschrift „Der Baumeister“ (Verl. von G. D. W. Callwey, München) vom Referenten aufgestellten 8 Forderungen.)

Wie Hörmann abschließend richtig bemerkt, befindet man sich in England, wie bei uns, in der Denkmalpflege und im Steinschutz in einem Stadium ersten Forschens und Tastens, zwar noch ohne befriedigende Lösung, jedoch mit wertvollen Ansätzen und Einzelergebnissen. Bis das ersuchte vollkommene Steinschutzmittel gefunden ist — wenn es je gefunden wird und gefunden werden kann —, bis dahin werden wir uns an das sachgemäße „Auswechseln“ halten müssen. Bei der eminenten Wichtigkeit jener Fragen aber ist internationales Zusammenarbeiten Gebot, und so wird man mit Spannung solchen weiteren Veröffentlichungen, auch englischerseits, entgegensehen.

Prof. Dr. H. Seipp, Erfurt.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

### Das Grimselwerk der Kraftwerke Oberhasli.

In der Ortsgruppe Brandenburg sprach über „das Grimselwerk der Kraftwerke Oberhasli“ am 12. März d. J. nachmittags 5 Uhr im Ingenieurhaus Herr Oberingenieur Arnold Kaech, Direktor der Kraftwerke Oberhasli A.-G. Innerkirchen (Schweiz).

Am Quellauf der Aare im Berner Oberland (Schweiz) ist ein Kraftwerk im Bau, welches wegen seiner großen Leistung und seiner dem Hochgebirgscharakter angepaßten Bauweise großes Interesse erweckt. Herr Kaech gab an Hand eines reichen Lichtbildermaterials zuerst eine Darstellung der topographischen und geologischen Verhältnisse des Haslital, welches sich von Meiringen zur Paßhöhe der Grimsel und weiter zu dem ausgedehnten Gebiet der Aaregletscher erstreckt. Das Einzugsgebiet 96 km<sup>2</sup> auf der Grimsel, wovon etwa 60% mit Firn und Gletscher bedeckt sind, liefert nach der Grimsel jährlich 200 bis 250 Millionen m<sup>3</sup> Wasser. Auf der Grimsel in der Spitalamm wird eine Sperrmauer von rd. 110 m Höhe in V-förmiges Profil eingezogen und eine Nebenfurche wird von einer zweiten Mauer 30 m hoch abgeschlossen. Der künstliche Stausee erstreckt sich in 5 km Länge bis zum Gletschertor des Unteraargletschers. Das Wasser dieses Beckens wird durch einen 5,25 km langen Stollen nach einem zweiten künstlichen See von 13 Millionen m<sup>3</sup> Nutzinhalt, dem Gelmersee, geleitet. Die Sperrmauer ist 30 m hoch und rd. 380 m lang. Neben diesem Stausee liegt die erste Gefällstufe von rd. 540 m. Das Wasser wird durch einen gepanzerten Schrägschacht zu den Turbinen, Zentrale Handeck, geleitet, da eine offene Druckleitung unter den vorhandenen Bergverhältnissen und aus klimatischen Gründen unzulässig war. In dieser Zentrale werden vier vertikalachsige Einheiten von je 30 000 PS aufgestellt, zwei sind bereits montiert.

Die Gelmersperre ist im Rohbau fertig und die Sperren auf der Grimsel sind auf etwa ein Drittel ihrer Höhe aufgeführt. Die Spitalammperre ist als Bogenschwergewichtsmauer mit 60% Gesamtanzug im Querschnitt und einer Krümmung von 90 m in der Krone in die granitnen Felsflanken eingespant. Die übrigen Sperren sind als Schwergewichtsmauern in der üblichen Dreiecksform konstruiert. Die drei Sperren benötigen insgesamt 500 000 m<sup>3</sup> Mauerwerk.

Für den Transport der Baumaterialien wurden, den Winterverhältnissen des Hochgebirges angepaßt, eine Bahn von 5 km Länge, eine Luftseilbahn von 17 km Länge, eine Standseilbahn mit 106%

maximaler Steigung und eine große Anzahl sekundärer Transporteinrichtungen angelegt. Außerdem wurden ein Baukraftwerk und Quartiere für ca. 2000 Mann errichtet.

Wegen Gefährdung durch Lawinen kann die Energie nicht mittels Freileitungen abgeführt werden. Aus diesem Grunde wird der Strom bis auf eine Entfernung von 5 km durch Kabel abgeleitet, welche in einem hierzu besonders errichteten Stollen verlegt sind. Dieser Stollen dient auch als Zugang für das Personal und zum Transport von Materialien während der Winterszeit. Außerdem wurde in demselben eine Kleinbahn von 50 cm Spurweite und eine Akkumulatorenlokomotive angelegt. Zum Energietransport dienen Einleitungskabel, 180 mm<sup>2</sup> Kupfer, von 50 KV mit Strahlungsschutz. Jede Maschine erhält einen besonderen Kabelsatz. Die Kabel sind an der Sohle des Stollens in einem Sandbett verlegt. Die Abführung der Wärme erfolgt durch das Stollenwasser. Im unteren Talabschnitt erfolgt die Übertragung der Energie durch Freileitungen. Als Leiter wurden Bronze-seile 171 mm<sup>2</sup> und einer garantierten Bruchfestigkeit von 9,5 Tonnen verwendet. Nach 7 km endigen die Freileitungen im Talboden von Innerkirchen in einer Freileitungstation, in welcher die Energie zum Transport nach dem Unterland auf 150 KV hochgespannt wird. Die einstöckige Eisenkonstruktion dieser Station ist als reiner Skelettbau ohne Gitterwerk ausgeführt. Durch zwei unterirdische Stollen werden den Transformatoren und Apparaten die Öl- und Wasserleitungen, Betätigungs- und Meßkabel zugeführt.

Dieser erste Ausbau der Oberhasliwerke wird im nächsten Sommer den kontinuierlichen Betrieb aufnehmen. Der zweite Ausbau der Gefällstrecke von der obersten Zentrale bis ans Talende bei Innerkirchen mit etwa 600 m Gefälle (160 000 PS) wird folgen. Die Gesamtanlage wird rd. 600 000 KWh leisten, welche den Netzen der Bernischen Kraftwerke und des Kantons Basel-Stadt zugeführt werden.

### Mitgliedbeitrag 1929.

Der diesjährige Mitgliedbeitrag für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist seit Januar 1929 fällig. Wir bitten unsere Mitglieder um baldige Überweisung auf unser Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329. Der Beitrag beträgt RM 10.—, für Mitglieder, die gleichzeitig dem VdI angehören, RM 7.50 und für Junioren (Studierende) RM 4.—.