

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
 Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage
 zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 19. April 1929

Heft 8

Alle Rechte vorbehalten.

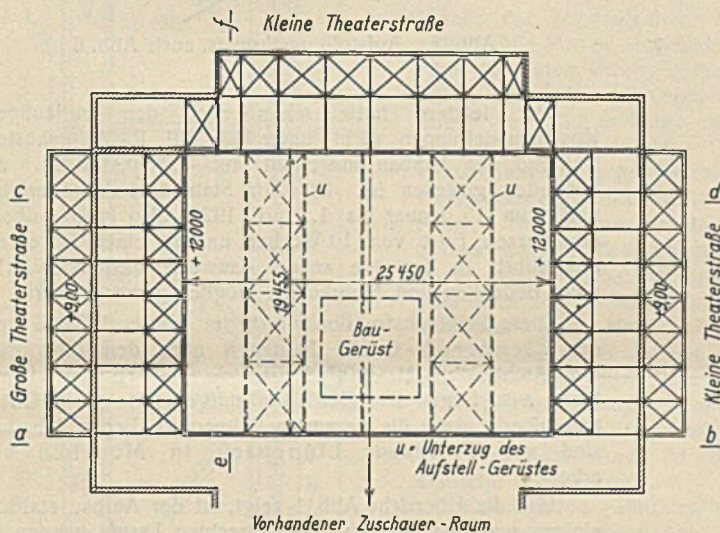
Das Stahlskelett für den Umbau des Stadttheaters in Hamburg.

Von Oberingenieur Rudolf Ulbricht, Benrath a. Rh.

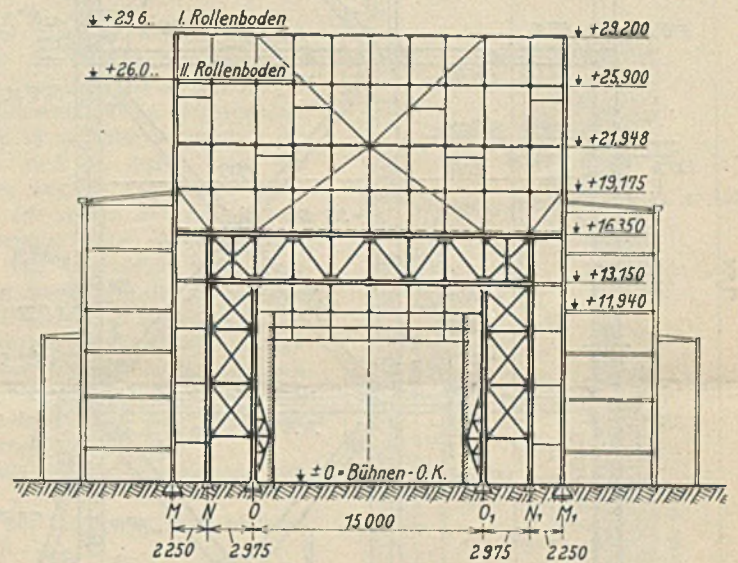
Nachdem schon vor dem Kriege der Umbau des Hamburger Stadttheaters insbesondere wegen der völlig ungenügenden Feuersicherheit als notwendig erkannt und von berufener Seite verlangt worden war, sah sich 1925 nach Überwindung der ersten Kriegs- und Nachkriegsnöte der Hamburger Senat genötigt, den Warnungen der Theaterkommission zu folgen und die Mittel für einen Umbau anzufordern. Der Antrag löste,

wie Oberbaurat Dr. Brandt seinerzeit in der Deutschen Bauzeitung ausgeführt hat¹⁾, einen lebhaften Kampf aus um die Frage Umbau oder Neubau?

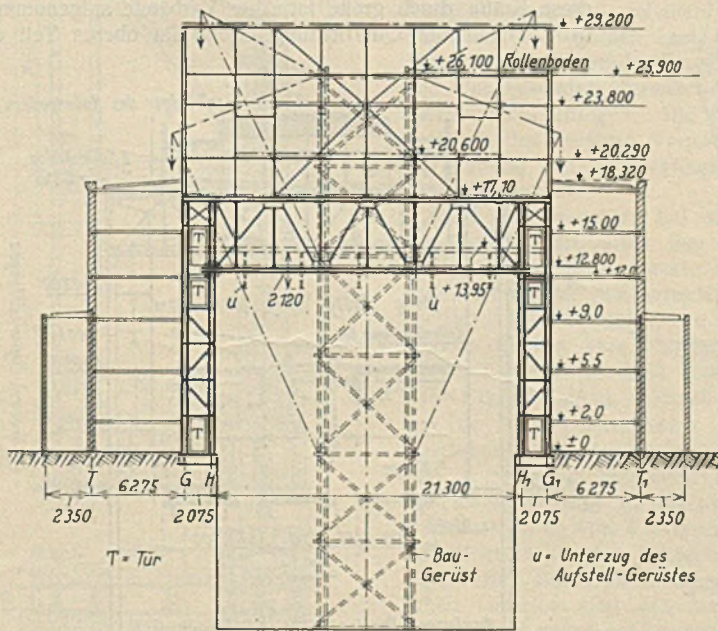
¹⁾ Brandt, Der Umbau des Hamburger Stadttheaters, Deutsche Bauzeitung 1927, Heft 5 u. 6.



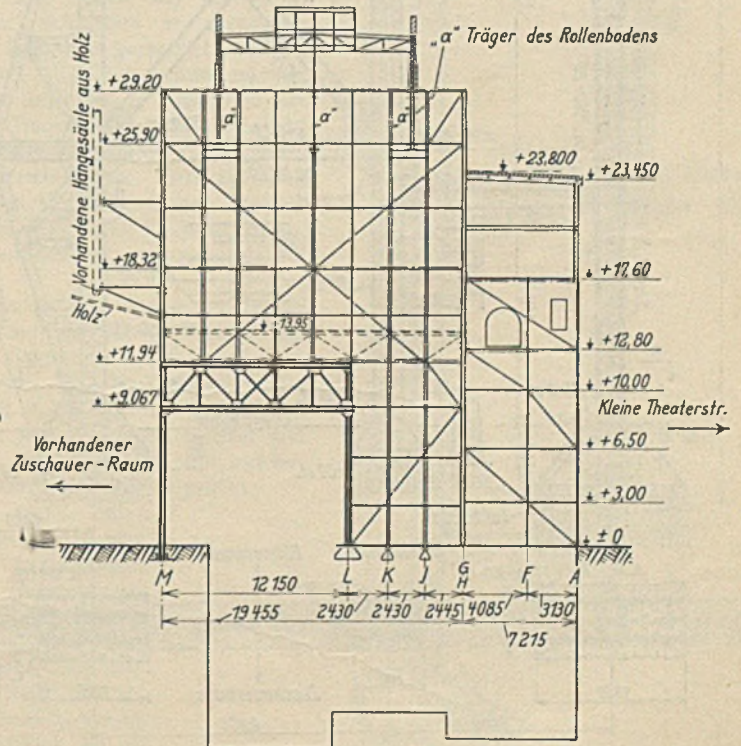
1a: Grundriß.



1b Querschnitt a—b.



1c: Querschnitt c—d.



1d: Längenschnitt e—f.

Abb. 1. Übersicht der Stahlkonstruktionen.

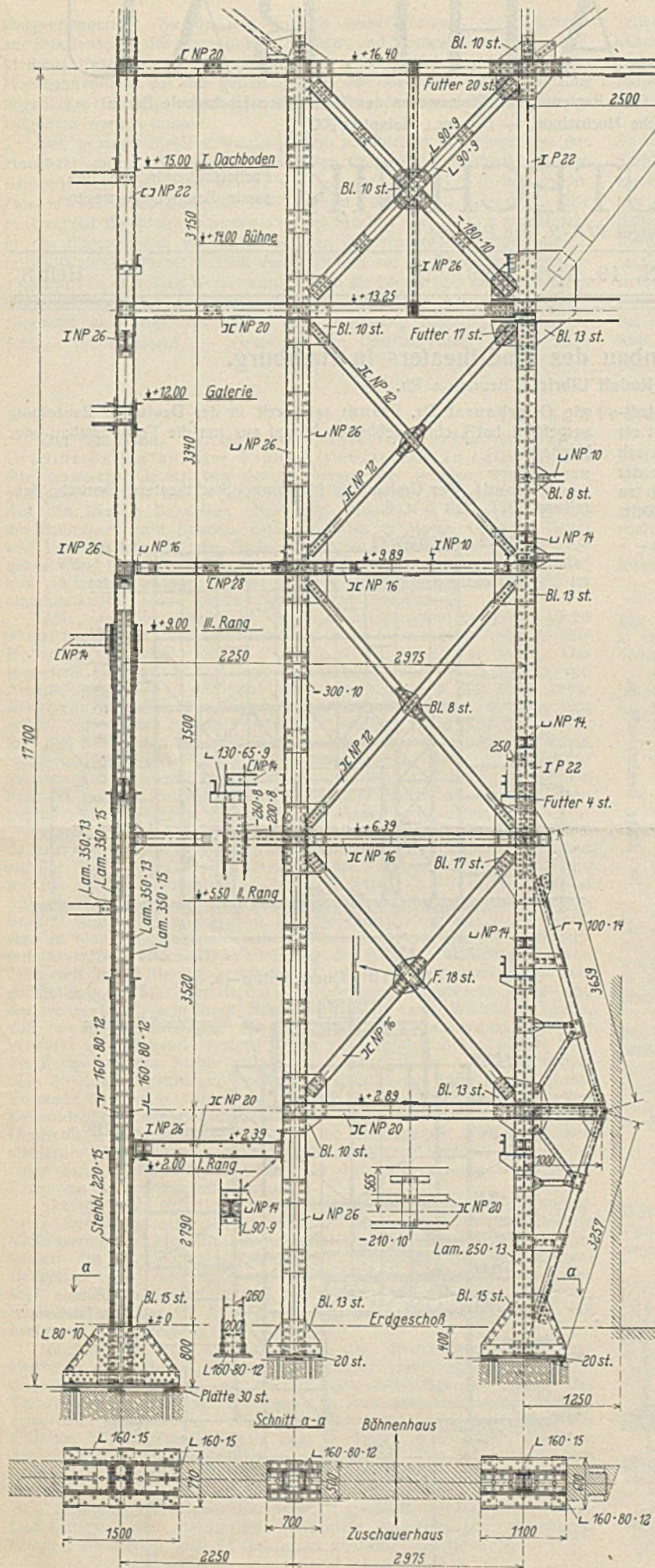


Abb. 2. Einzelheiten der Konstruktion des vorderen Bühnenrahmens (vergl. Abb. 1b).

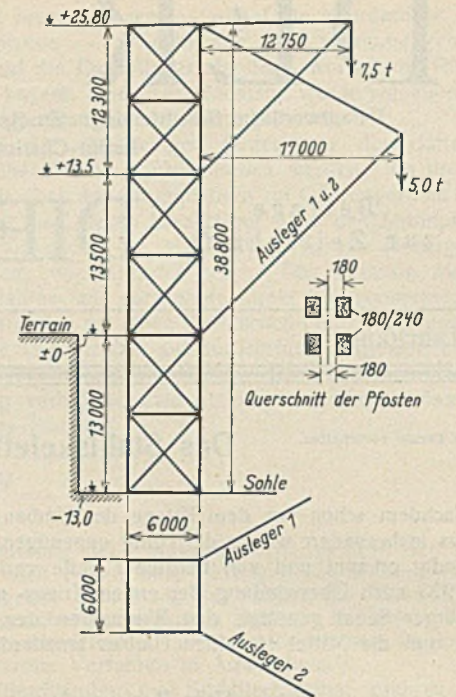


Abb. 7. Aufstellungsturm (s. auch Abb. 6 r.).

Der letztere hätte schon nach den vorläufigen Kostenaufstellungen nicht unter 13 Mill. R.-M. gekostet, während der Umbau insgesamt mit 4 783 000 R.-M. zu bestreiten gewesen ist. Er ist in Stahlkonstruktion erfolgt und vom 15. Januar bis 1. April 1926, also in der überaus kurzen Frist von 10 Wochen und in einer Jahreszeit ausgeführt, in der eine andere Bauweise nicht oder nicht ohne Bedenken und Mehrkosten möglich gewesen wäre.

Diese Stahlkonstruktion wurde im Winter 1925/26 von der Flender-A.-G. in Benrath nach den Entwürfen der Architekten H. Distel und A. Grubitz in Hamburg ausgeführt. Die gleichfalls mitgelieferte feste Obermaschinerie sowie die gesamten bühnentechnischen Arbeiten sind von Professor Linnebach in München bearbeitet.

Wie die Übersicht Abb. 1 zeigt, ist der Aufbau statisch einfach und übersichtlich: Die lotrechten Lasten werden in der üblichen Weise durch Träger, Unterzüge und Stützen in die Fundamente gebracht. Das Wandgewicht wird von besonderen Trägern aufgenommen. Zur Aufnahme der Windkräfte dienen die zwischen Stahlträgern gespannten Decken und wagerechten Windträger. In der Längsrichtung werden diese Kräfte durch große lotrechte Verbände aufgenommen (Abb. 1); in der Querrichtung erfolgt im oberen Teil der

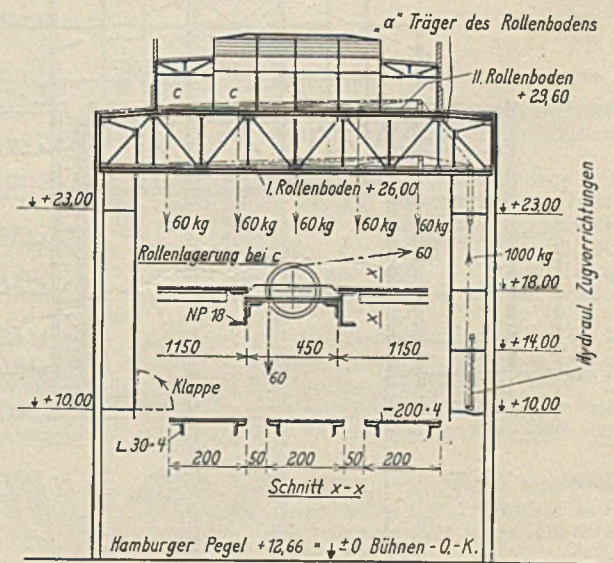
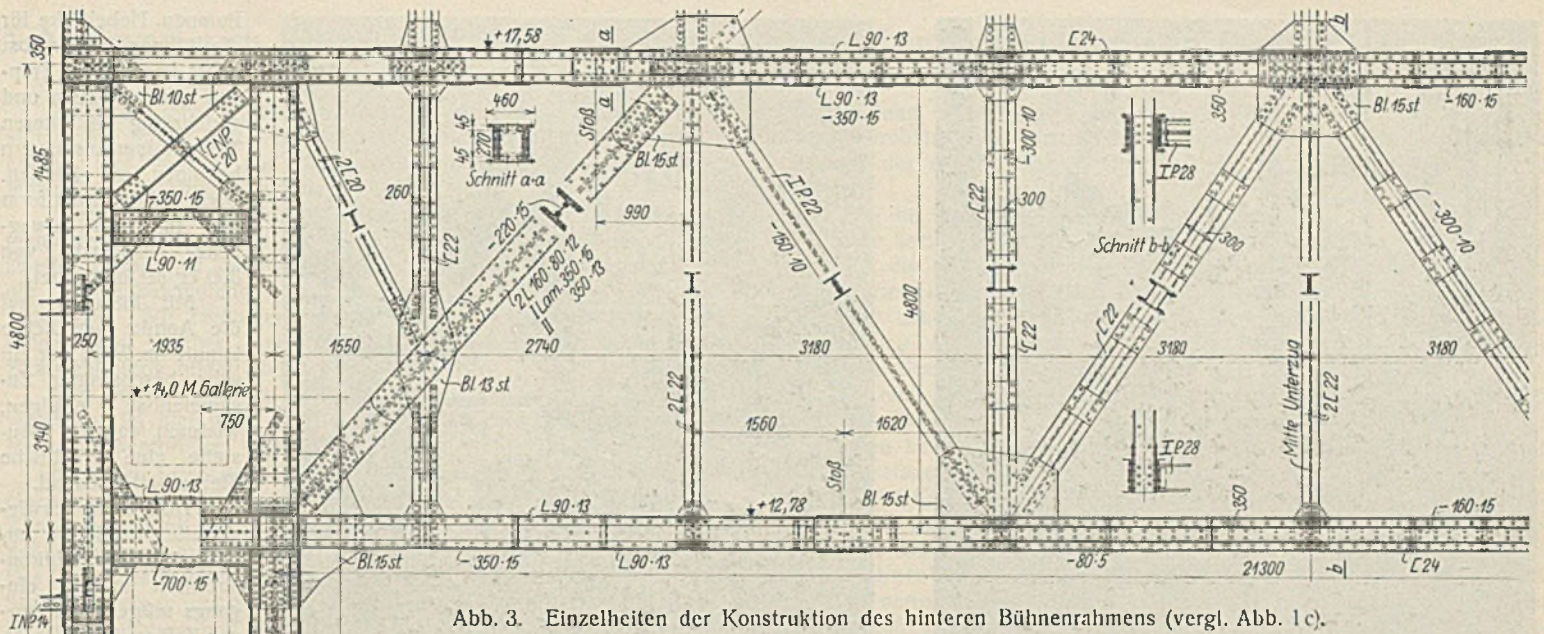


Abb. 4. Querschnitt durch die Maschinenbühnen.



Wände die Windaufnahme in der gleichen Weise, während unten große Portale eingebaut sind. Sie bestehen im Zuschauer-raum aus einem Zweigelenkbogen von 15 m Breite und 13,5 m Höhe, während an der hinteren Bühnenwand ein eingespannter Bogen von 21,3 m Weite und rd. 13 m Höhe vorgesehen ist. Als statisch unbestimmte Größe sind im ersten Falle der Horizontalschub angenommen, im zweiten Falle außer dem Horizontalschub noch die Kräfte der beiden äußeren unteren Stäbe. Der Bogen wurde außerdem noch für einseitiges Setzen des Portals untersucht. Die eigenartige Systemlinie ergibt sich dadurch, daß an vielen Stellen auf die Durchgänge vom alten zum neuen Teil des Theaters, auf Durchbrüche für Wasserleitungen, Kabel usw. Rücksicht genommen werden mußte. Trotz der großen aufzunehmenden Lasten ergeben sich noch nicht allzu große Querschnitte der Stäbe, so daß dadurch eine günstige Räumausnutzung und gute Anpassung an die besonderen Verhältnisse ermöglicht wurde.

Verwendet wurde St 37 und, wie vorgeschrieben, nur deutsche Normalprofile.

Konstruktive Einzelheiten des vorderen und hinteren Bühnenrahmens zeigen Abb. 2 u. 3.

Alle Stäbe mußten mit ihrem vollen Querschnitte angeschlossen werden; an Stößen und Füßen war die ganze Kraft durch Niete aufzunehmen; Schrauben an derartigen Stellen durften nicht mit zum Anschluß gerechnet werden. Jede Stütze war durch zwei Stück $1\frac{1}{8}$ " Anker während der Aufstellungsarbeiten gehalten und unter jeden Stützenfuß zur Verteilung der großen Last ein Trägerrost gelegt. Alle auf Mauerwerk auflagernden Träger hatten angenietete Lagerplatten und eine besondere Verankerung durch Splinte. Schweißungen durften nicht erfolgen. Die großen Verbände in den Wänden bestehen des besseren Verputzens wegen aus Flachstäben, zur Vermeidung von Ausbiegungen wurden sie mit genügendem Anzug eingebaut.

Für das Ausrichten bei der Aufstellung waren vor Beginn der Arbeiten am alten Bau Bolzen eingelassen, damit alle Ordinaten von einem Punkte aus abgetragen wurden und eine Übereinstimmung gewährleistet war. An allen Stützen wurde bereits im Werk in Höhen von 1 bis $1\frac{1}{2}$ m über den endgültigen Deckenordinaten eine Markierung mit Reißnadel, Körner und weißer Farbe vorgesehen. Diese Maßnahme hat sich gut bewährt; es war leicht, jederzeit Höhenlage usw. zu prüfen.

Die Stahlkonstruktionen der festen Obermaschinerie, d. h. der Bühnen, Rollenboden usw. zum Tragen und Anbringen der hydraulischen Maschinen, Seilzüge für Kulissen, Beleuchtungsbrücken sind in Abb. 4 dargestellt. Die Bühnen sind seitlich an den Wänden und über dem eigentlichen Bühnenraum angeordnet. Die seitlichen Galerien sind mit 5 m Glatblech abgedeckt, das später mit Linoleum beklebt wurde, um das Begehen möglichst geräuschlos zu ermöglichen. Die unterste Bühne erhielt Betonboden, der als Fundament für die Seilzug-

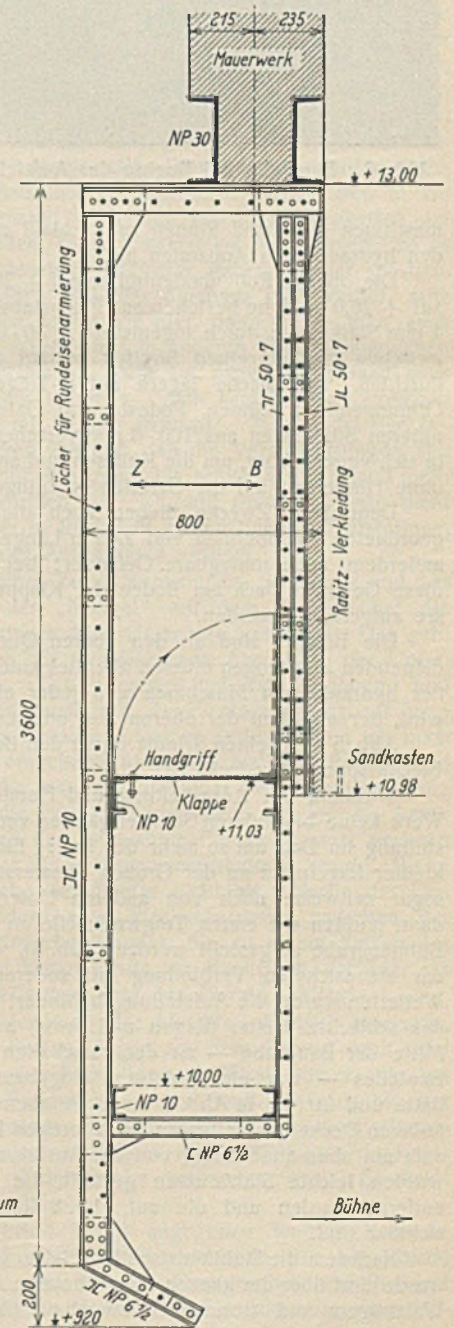


Abb. 5. Querschnitt durch den Beleuchtungssteg über der Bühnenöffnung.

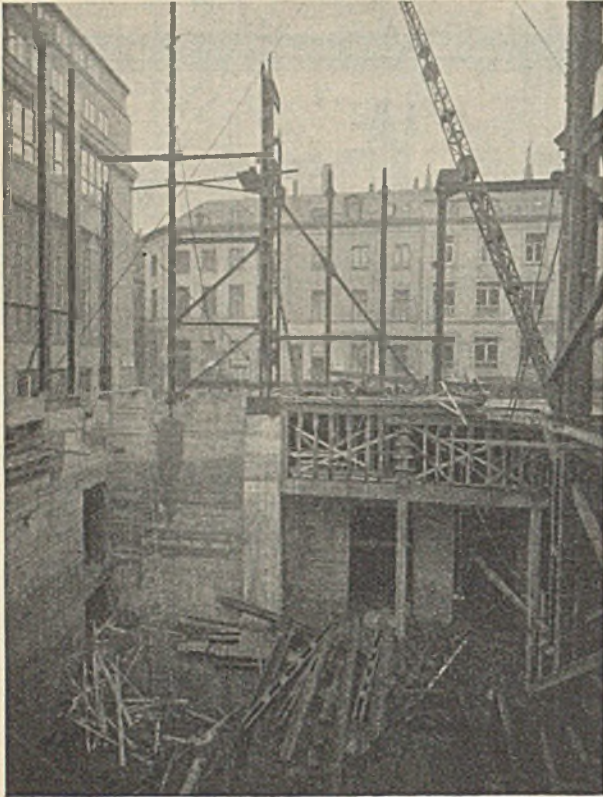


Abb. 6. Baustelle bei Beginn der Aufstellungsarbeiten.

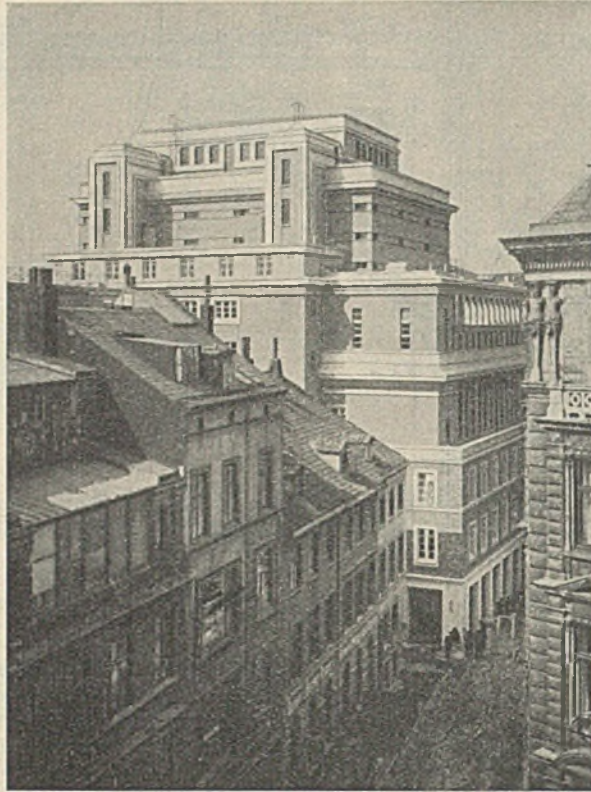


Abb. 9. Ansicht des fertigen Bauwerks.

maschinen dient und Rinnen zum Ablauf etwa austretenden Wassers aus den hydraulischen Apparaten hat.

Die oberste Rollenbodenbühne auf + 29,6 m (Abb. 5) sowie die zweite auf + 26,0 m Höhe bestehen aus Flachstabstreifen von 200 mm Breite und 4 mm Stärke, die durch angenietete $\angle 30 \cdot 30 \cdot 4$ versteift sind. Der Raum zwischen den einzelnen Streifen beträgt 50 mm und dient als Rauchdurchlaß. Die Bleche lagern auf \square -Trägern in 1,15 m Abstand. Alle Öffnungen der Bühnen, Podeste und Galerien sind durch Geländer mit unteren Stoßleisten aus 100 · 3 mm versehen. Teilweise sind die Geländer in sich verschiebbar, um die Kulissen und anderen Ausrüstungsgegenstände ohne Hinderung auf die Galerien zu bringen.

Demselben Zwecke dienen auch die in der Bühne + 10,0 m angeordneten Klappbühnen von 2,65 m Länge und 2,30 m Breite; sie haben außerdem noch umlegbare Geländer; bei hochgezogener Klappe liegen diese Geländer flach am Boden der Klappe, bei herabgelassener können sie aufgerichtet werden.

Die Bühnen sind an den oberen Querträgern angehängt; die dazu dienenden Zugstangen müssen überdies knicksicher sein, da beim Arbeiten der hydraulischen Maschinen von jeder ein Zug von 1000 kg ausgeübt wird, der zwischen der oberen und unteren Bühne wirksam ist.

Abb. 5 zeigt einen Schnitt durch den Beleuchtungssteg, der mit Glattblechklappen abgedeckt ist.

Während die Ausarbeitung und Herstellung der Konstruktionen im Werk keine besonderen Schwierigkeiten verursachte, war das bei der Aufstellung im Bau um so mehr der Fall: Einmal dadurch, daß nur ein ganz kleiner Lagerplatz an der Großen Theaterstraße zur Verfügung stand, der sogar zeitweise noch von anderen Unternehmern mit benutzt wurde; dann mußten die ersten Tragwerksteile an den Rändern der 13 m tiefen Bühnengrube aufgestellt werden (Abb. 6), wo ein Abfangen derselben bis zur standsicheren Verbindung mit anderen Teilen fast unmöglich war. Weiterhin wurde die Aufstellung behindert durch Betonarbeiten, die durch das schlechte Wetter (Regen und Frost) zurückgeblieben waren. In der Mitte der Baugrube — an der verschalteten Wand des alten bestehenden Bauteiles — war ein Holzturm eingebaut, der verschiedene Ausleger hatte und für die in Abb. 7 eingeschriebenen Lasten berechnet war. Die äußeren Deckenträger lagern beim fertigen Bauwerk auf den Außenmauern auf; um aber unabhängig von der Ausführung der Mauerarbeiten zu sein, wurden leichte Stahlstützen gestellt, die nach dem Ausmauern wieder entfernt wurden und die auf Abb. 8 links oben und im Vordergrund sichtbar sind.

Nachdem die Stahlkonstruktion bis zur Höhe + 13,95 m aufgestellt war, wurde dort über der ganzen Baugrube eine Arbeitsplattform aus 2" Bohlen, Walzträgern und -unterzügen eingebaut (Abb. 1). Sie wurde nötig, um während der Aufstellung der oberen Tragwerksteile darunter arbeiten,

raubend, da die vielen kleinen Blechstreifen alle einzeln eingebaut werden mußten, doch konnte auch hier die Hauptarbeit in der kurzen Zeit von etwa einem Monat erledigt werden.

Noch während der Aufstellung des stählernen Tragwerks wurde an allen Außenwänden bereits das Mauerwerk aufgeführt, die Bühnen betoniert, Stentreppe auf Stahlgerippe usw. eingebaut. Alle Teile erhielten im Werk einen Mennigeanstrich, die mit Mauerwerk in Berührung kommenden Teile einen solchen mit Asphaltlack; nach der Aufstellung wurde die Konstruktion sofort mit einem zweiten Anstrich versehen.

Die Ausführung erforderte besondere Sorgfalt, da alle neuen Höhen gut mit den alten Anschlüssen des vorhandenen Baues übereinstimmen mußten. Beim Ausrichten haben sich dabei die oben erwähnten Markierungen der Stockwerkhöhen usw. recht gut bewährt. Das fertige Bauwerk zeigt Abb. 9.

Die vorstehenden Ausführungen zeigen deutlich die großen Vorteile des Stahlbaues gegenüber jeder anderen Bauweise dank seiner Anpassungsfähigkeit an schwierige Verhältnisse, geringen Raumbedarf für Träger und Stützen; endlich infolge der Möglichkeit, zu gleicher Zeit mit dem Aufbau des Tragwerkes den Innenausbau zu fördern und dadurch kürzeste Bauzeiten zu erzielen.

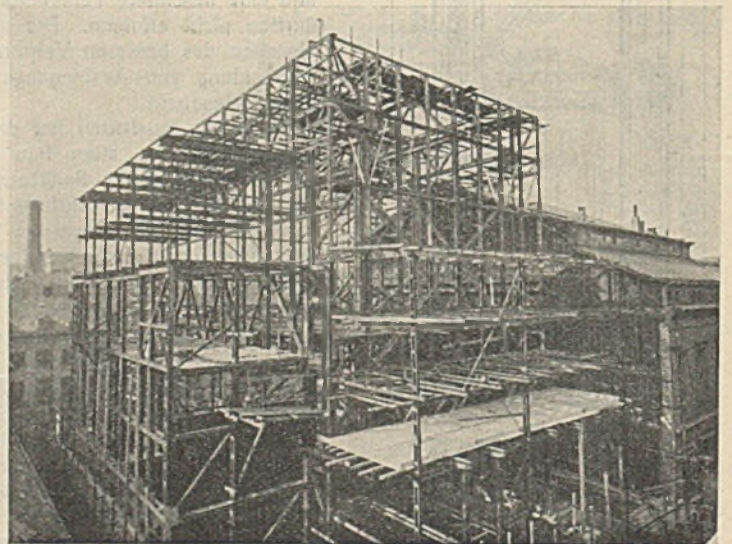


Abb. 8. Stahlkonstruktion in der Aufstellung vor Ausmauerung.

Pumpen, Hebeböcke für die Bühnen, diese selbst nebst Laufstegen, Treppen usw. einbauen und gleichzeitig im unteren Teil mit dem Ausmauern beginnen zu können. Diese Arbeitsplattform war für eine bewegliche Nutzlast von 350 kg/m² berechnet.

Mit Rücksicht auf die Anfuhr per Achse konnte im Werk nur ein sehr beschränkter Zusammenbau erfolgen, wodurch auf der Baustelle eine erhebliche Mehrarbeit entstand.

Trotz aller Schwierigkeiten wurde die umfangreiche Stahlkonstruktion in der eingangs mitgeteilten kurzen Zeit vollendet. Anschließend daran erfolgte der Einbau der festen Obermaschinerie, und zwar von oben nach unten, da die unteren Bühnen an den oberen Unterzügen aufgehängt sind. Die Arbeiten waren sehr schwierig und zeit-

Nachwort zum Prozeß über den Kinoeinsturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt am Main.

Alle Rechte vorbehalten.

Von A. Hertwig, Berlin.

Bei dem Umbau eines Lagerhauses in ein Kino in Frankfurt am Main stürzte ein großer Teil des Bauwerkes ein, vier Menschen kamen ums Leben. Der Ingenieur und der Architekt wurden in der ersten und zweiten Instanz zu Gefängnis verurteilt.

Dieser „technische Prozeß“ hat in der Fach- und Tagespresse schon mannigfache Erörterungen zeitigt. Einem der Sachverständigen aus der zweiten Instanz sei ein Nachwort erlaubt, weil dieser technische Prozeß die heutige Behandlung solcher Prozesse und ihre Mängel klar hervortreten läßt. Wir Techniker gehen an diesen technischen Prozessen sehr teilnahmslos vorüber, obwohl ihre Verbesserung auch einen Teil der Strafrechtreform bilden sollte.

Den ganzen Prozeß in seinen einzelnen sehr interessanten Phasen zu verfolgen, ist hier nicht möglich. Es sollen nur einige hervorstechende Merkmale beschrieben werden.

Über den Tatbestand sei kurz folgendes gesagt: Das Lagerhaus hatte einen annähernd rechteckigen Grundriß mit den Seitenlängen 18 m und 25 m und stieß mit seinen Längswänden an ein vorhandenes Gebäude, ohne daß die Längswände mit diesem Gebäude im Verband gemauert waren. Das Lagerhaus enthielt außer der Kellerdecke zwei Zwischendecken, die auf Stahl-Unterzügen und -Stützen ruhten, es war mit einem Holzzementdach auf hölzerner Schalung und hölzernen Sparren überdeckt, die Wände bestanden aus Ziegelmauerwerk von $1\frac{1}{2}$ Stein Stärke mit Pfeilern von 2 Stein Stärke, die aber zum Teil hohl waren. Beim Umbau mußten zwei Decken herausgenommen und die Dachlast durch stählerne Binder auf die Längsmauern übertragen werden. Die Steifigkeit der Mauern sollte durch fünf parallele, in verschiedener Höhe liegende, einfache oder paarweise angeordnete I-Träger 32 bis 36 von 23 bis 26 m Länge erzielt werden. Diese Träger lagen innen an den Längswänden auf Konsolen und gaben die wagerechten Kräfte auf die Giebelwände ab. Diese merkwürdige und sicher bedenkliche Lösung entstand, weil die natürliche Lösung, den Hohlraum des Gebäudes innen oder außen durch Rahmen zu versteifen, an den Raumverhältnissen des Innern und der Bebauungsmöglichkeit des Grundstücks außen scheiterte. Für die letztere Lösung wären besondere Dispense für die Bebauung erforderlich gewesen. Nach dem Einsturz hat man beim Wiederaufbau die Stützen in Schlitze der Außenwände gesetzt, weil die stehengebliebenen Reste der Wände ohne große Schwierigkeiten aufzuschlitzen waren. Auf alle Fälle war bei den beschränkenden Bedingungen die Lösung für den Architekten und Ingenieur eine schwierige Aufgabe, was auch das Gericht anerkannt hat. Bei der Berechnung der Binder sind die Dachlasten nur für ein Pappdach eingesetzt worden, während das vorhandene Dach eine Art Holzzementdach war. Als der Bau einstürzte, war die statische Berechnung der Baupolizei noch nicht eingereicht, die Berechnung also auch noch nicht geprüft. Bei einem Vorbescheid der Baupolizei war natürlich die zulässige Bebaubarkeit des Grundstücks auf das Quadratcentimeter untersucht worden, ebenso andere ähnliche formale Fragen; die Frage aber, ob bei den gegebenen Bebauungsbedingungen überhaupt eine vernünftige Lösung der schwierigen Aufgabe möglich war, ist nicht berührt worden.

Gleich hier sei die Bemerkung eingeschaltet, daß in vielen Bauordnungen Umbauten weniger sorgfältig behandelt werden als Neubauten, da früher solche Umbauten meist nur im Ziehen und Besettigen von Zwischenwänden bestanden. Heute aber gehören Umbauten zu den schwierigsten Aufgaben und bedürften der peinlichsten Behandlung.

Der Umbau spielte sich zunächst so ab, daß die Binder in zwei Teilen angeliefert und eingebaut wurden. Als die Binder die Dachlast auffingen und auf die Seitenwände übertrugen, ging man an den Ausbau der Zwischendecken und Stützen und den Einbau der Wandversteifungen. Als die oberste Zwischendecke entfernt war und die Rabitzdecke an die Binder angehängt wurde, stürzte der Bau nach einem starken Schneefall ein. Nach dem Einsturz waren die Außenwände bis zur noch vorhandenen Decke nach außen gedrückt, nur die zwei Ecken des an der Straße gelegenen Giebels waren in größerer Höhe stehengeblieben. Die Binder mit der Dachlast lagen auf der unteren Decke.

Die Anklage wurde erhoben nach den Untersuchungen, die ein Gutachter im Auftrage der Staatsanwaltschaft angestellt hatte, die Verurteilung in der ersten Instanz erfolgte auf Grund seines Gutachtens, das die Einsturzursache ganz eindeutig und bestimmt in dem Reißen eines Binderknotenbleches sah. Da der Gutachter sehr bald hauptsächlich auf Grund von Berechnungen die Einsturzursache entdeckt zu haben glaubte, ist die Baustelle nach dem Unglück nicht nach anderen möglichen Ursachen untersucht worden. In diesem Verlauf sehe ich den Hauptgrund, daß in dem ganzen Prozeß, sowohl in der ersten wie auch zweiten Instanz, die Rechtsfindung ungeheuer schwer war. Da sich das Gericht in der ersten Instanz dem Gutachten des ersten Sachverständigen vollkommen angeschlossen hat und andere Gutachten als nicht genügend wissenschaftlich begründet beiseiteschob, wurden auch weitere Beweisanträge, z. B. die

Nachbildung eines Binders und seine Probelastung, abgelehnt. Eine solche Probelastung hätte sicher größere Klarheit schaffen und den Mangel der unvollständigen Untersuchung der Unfallstelle ausgleichen können.

Für die Verhandlungen in der zweiten Instanz machte der oben genannte Sachverständige der ersten Instanz selbst Versuche mit Knotenblechen, die sehr interessante Ergebnisse hatten. Der Verfasser dieses Nachwortes, der zur zweiten Instanz auch als Sachverständiger geladen war, hat schon vor der mündlichen Verhandlung an den Versuchsergebnissen nachgewiesen, daß die im Binder zur Zeit des Unfalls wirkende Kraft das Knotenblech zwar über die zulässige Grenze beansprucht hat, aber nicht zerreißen konnte, denn das Blech trug beim Versuch 63 t, während es im Augenblick des Einsturzes höchstens 49 t zu tragen hatte. Diesem Standpunkt hat sich der Sachverständige der ersten Instanz in der zweiten Instanz insofern angeschlossen, als er das Reißen des Knotenbleches nicht mehr als unbedingt sichere Tatsache hinstellte und als einzige Einsturzursache bezeichnete, sondern nur noch behauptete, daß der Binder sich in einer Gefahrenzone befand, und daß es wahrscheinlich sei, daß der Einsturz durch das Reißen des Knotenbleches verursacht wurde. Ich dagegen glaube den Beweis erbracht zu haben, daß das Knotenblech nicht zuerst gerissen ist und den Einsturz nicht verursacht hat.

Da in der zweiten Instanz außer der Besichtigung einiger Binderreste Feststellungen über die Binder des Bauwerkes und den Zustand der Unfallstelle unmittelbar durch Augenschein nicht mehr möglich waren, so konnte sich die Beweisaufnahme nur auf die Vernehmungen der Angeklagten und Zeugen erstrecken. Diese Beweisaufnahme ist in äußerst sorgfältiger Weise erfolgt. So wurden sehr genau alle Mängel der Entwurfs- und Ausführungsarbeiten festgestellt. Diese Mängel wurden durch die minutiöse Untersuchung natürlich bei den technischen Laien in ein falsches Licht gerückt. Jedermann weiß, daß bei allen Tätigkeiten der Menschen Fehler gemacht werden, so auch besonders beim Bauen, wo so viele Angehörige der verschiedensten Handwerke nebeneinander arbeiten. Wenn man bei einem beliebigen Bau, der durchaus glatt verlief, eine ähnliche Untersuchung anstellen wollte wie hier, dann würde man auch viele „Verfehlungen“ finden. Würde man in anderen Tätigkeitsbereichen der Menschen solche Untersuchungen anstellen, dann würde man auch da zu verblüffenden Ergebnissen kommen. Man sagt im gewöhnlichen Leben, „es wird eben überall mit Wasser gekocht“. Man findet den bekannten, allerdings bedauerlichen Zustand, daß die Verantwortungen von einer Stelle zur anderen verschoben werden, bis schließlich niemand mehr weiß, wer eigentlich verantwortlich ist. Ich will diese Zustände nicht gutheißen. Man muß sie aber in Rücksicht ziehen bei der Feststellung, ob ein schuldhaftes Handeln der Angeklagten vorliegt.

Über den inneren ursächlichen Zusammenhang des Einsturzes und den ursächlichen Zusammenhang der „Mängel“ mit dem Einsturz hat die Beweisaufnahme nur sehr geringes Material zutage gefördert. Das geht aus der Seitenzahl hervor, den die verschiedenen Abschnitte der Untersuchung im Urteil einnehmen. Die Vorgänge bei der Vergebung und Ausführung sind auf 100 Seiten dargestellt, der Einsturzvorgang auf neun Seiten, der Zustand nach dem Einsturz auf einer Seite, obwohl ich mich an Hand der Photographien eingehend über den örtlichen Befund und die Schlüsse geäußert habe, die man aus ihm über den Einsturzvorgang ziehen kann. Ich habe auf die Punkte hingewiesen, die es als kaum möglich erscheinen lassen, daß der sogenannte Binder I zuerst gerissen ist, wie es in der ersten Instanz als bewiesen angenommen wurde. Wenn die zweite Instanz die Schwäche der Binder nicht als Ursache des Einsturzes allein annimmt, sondern eine Wechselwirkung zwischen der schwachen Mauer und dem schwachen Binder, die zu einem Reißen des Binders und dem Umfallen der Mauer führte, so glaube ich, daß hier ein Widerspruch gegen die Feststellungen über den Befund vorliegt.

Aus der eingehenden Feststellung der kleinsten Mängel einerseits, den einseitigen und dürtigen Feststellungen aus dem Befund nach dem Einsturz andererseits folgt nun eine Einstellung der Strafkammer, die bei technischen Sachverständigen Bedenken erregen muß. Ja, ich bin der Ansicht, daß in den Schlußfolgerungen des Urteils trotz seines meisterhaften Aufbaues und trotz des ungeheuer sorgfältigen und vorsichtigen Abwägens aller Umstände Lücken und Widersprüche vorhanden sind. Es heißt im Urteil:

„Während in dem angeführten Urteil angegeben wurde, daß die Schwäche und Überlastung der Binderkonstruktion die eigentliche Ursache des Einsturzes war, und daß der Einsturz bei dem Binder I erfolgte, hat die Strafkammer die Ursache des Einsturzes im strafrechtlichen Sinne (conditio sine qua non) in dem wechselseitigen Zusammenwirken der Binderkonstruktion und der Schwäche der Seitenmauern des Gebäudes erblickt. Weitere Ursachenkreise für den

Einsturz bilden nach Auffassung der Strafkammer die vorgekommenen Verstöße gegen die baupolizeilichen Vorschriften (z. B. Nichteinreichung der statischen Berechnung, Bauen ohne Bauerlaubnis, Weiterbauen trotz Bauverbot) und die Unterlassung der Abspriebung der Mauern während der Umbauarbeiten."

Die Sachverständigen haben über die Ursache des Einsturzes folgende im Urteil wiedergegebenen Standpunkte eingenommen. Der Gutachter der ersten Instanz war der Ansicht, daß sich die Binder infolge der schwachen Knotenbleche in einem Gefahrezustand befanden. Die Behauptung, daß der Binder I zuerst gerissen wäre und den Einsturz verursacht hätte, konnte er nach seinen eigenen Knotenblechversuchen nicht mehr aufrecht erhalten, die für die Knotenbleche eine Tragfähigkeit von 63 t ergeben hatten, während sie beim Einsturz nur 49 t zu halten hatten. Ein anderer Gutachter sah in der Schwäche der Mauern und dem Fehlen einer Abspriebung während der Ausführung die Einsturzursache. An die Giebelmauer besonders, die den Erschütterungen des Verkehrs und dem Zug der Straßenbahnleitung ausgesetzt war, glaubte er den Beginn des Einsturzes verlegen zu müssen. Der dritte Gutachter suchte in der Schwäche der Mauern die Einsturzursache und behauptete, daß sie zuerst eingestürzt wären. Der Unterzeichnete glaubt nachgewiesen zu haben, daß die Binder nicht zuerst gerissen sind, daß die Mauern zwar höher beansprucht waren, als es die Vorschriften zulassen, daß aber die Druckbeanspruchung beim Unfall noch erheblich unter der Bruchfestigkeit selbst eines Mauerwerkes zweiter Klasse lag, und daß schließlich die Knicklast einer Mauer von 8 m Höhe, die sie beim Unfall erst hatte, noch nicht erreicht war. Da von den anderen Sachverständigen keine wesentlichen Einwände erhoben werden konnten, glaubt er bewiesen zu haben, daß die Schwäche der Binder und der Mauern allein den Einsturz nicht herbeigeführt habe, daß also noch unbekanntere weitere Ursachen mitgewirkt haben müssen, die keineswegs, wie es im Urteil heißt, „rätselhaft“ zu sein brauchen. Ich habe als mögliche weitere Ursache z. B. ein Schiefstehen der Umfassungswände an irgend einer Stelle bezeichnet, wie man das bei älteren Gebäuden oft beobachten kann, ferner Mängel in den Fundamenten. Das sind keine rätselhaften Ursachen, sondern durchaus mögliche, klar beschriebene. Diesen vorstehend kurz wiedergegebenen Gutachten hat die Strafkammer im Urteil zwar zunächst Rechnung getragen, aber sie ist nun, offenbar von der Voraussetzung ausgehend, Verfehlungen sind vorgekommen, der Einsturz ist erfolgt, also muß auch ein ursächlicher Zusammenhang da sein, weitergegangen und hat selbst nach Ursachen gesucht und, wie sie sagt, eine Erklärung für den Einsturz gefunden, nämlich in der oben schon zitierten Wechselwirkung zwischen der Schwäche der Binder und der Schwäche der Mauern. Sie glaubt, die Unterlagen für diese technische Erklärung in verschiedenen „Einzelangaben der Sachverständigen“ zu haben. Die Einzelangaben beziehen sich auf die fehlenden Gleit- und Kipplager und die geringe Höhe des Binders. Seine große Durchbiegung hätte einerseits eine schiebende Wirkung auf die Mauer ausgeübt und andererseits hätte sich die Mauer bewegt, so daß die Binder oben gearbeitet hätten. Von der festen Flächenlagerung, die die Binder meist besaßen, habe ich nachgewiesen, daß sie zwar eine gewisse geringe schiebende Wirkung ausüben konnte, daß aber dieser Mangel unwesentlicher sei als der Vorteil, den die ausgeführte Lagerung hier für die Versteifung der Mauern bot. Die Bemerkung des obengenannten dritten Gutachters, die Bewegung der Mauern könnte ein Arbeiten der Binder verursacht haben, besagt nicht, daß dadurch eine weitere Schwächung der Binder entstehen mußte. Die im Urteil angegebene Unterlagen, auf Grund deren die Strafkammer die Ursache des Einsturzes gefunden haben will, sind ganz unsicher und zum Teil auch mißverstanden. Ich muß einer Strafkammer aus technischen Laien durchaus die Befähigung absprechen, in einem technisch so verwickelten Fall selbst eine technische Erklärung des Einsturzes finden zu können, die von den Sachverständigen in keiner Weise angedeutet ist, also eine technische Erklärung auf Grund verschiedener „Einzelangaben der Sachverständigen“ finden zu können, die deren Angaben in einen neuen technischen Zusammenhang bringt.

Selbstverständlich ist eine gewisse Wechselwirkung zwischen Mauern und Binder vorhanden. Aber sie ist hier sicher keine *conditio sine qua non*. Wäre die Wechselwirkung gar nicht vorhanden gewesen, hätten also die Binder Gleit- und Kipplager besessen, die die oben von der Strafkammer angegebene Wechselwirkung ausschließen, so wäre der Einsturz doch erfolgt. Dieser Satz wird sicher von allen Sachverständigen anerkannt werden. Die Strafkammer behauptet das Gegenteil, indem sie die Wechselwirkung als *conditio sine qua non* einführt, beweist aber die Unrichtigkeit des obigen Satzes an keiner Stelle. Es kann also die Schwäche der Binder und Mauern im Zusammenhang mit der Wechselwirkung keine *conditio sine qua non* sein. Es muß also noch eine unbekanntere, aber keineswegs rätselhafte Ursache mitgewirkt haben. Dann fallen aber auch die anderen Punkte des weiteren Ursachenkreises als *conditio sine qua non* aus.

Dann kommt man zu meinem Standpunkt, daß zwar die Mängel der Konstruktion und der Ausführung nachgewiesen sind, daß aber über die Ursache des Einsturzes nichts mit der bei technisch-naturwissenschaftlichen Fragen notwendigen Sicherheit nachgewiesen worden ist. Daß man bei technisch-naturwissenschaftlichen Fragen eine 100%ige Sicherheit der Beweise niemals erreichen oder fordern kann, wie die Strafkammer meint, ist auch mein Standpunkt. Ich habe nur verlangt, daß über die Einsturzursache ein klares Bild geschaffen wird. Die Strafkammer wirft mir vor, daß ich weitere rätselhafte Ursachen herbeiziehen wolle. Ich glaube aber, daß die von mir angegebenen weiteren möglichen Einsturzursachen weniger rätselhaft sind als die von der Strafkammer gefundene Wechselwirkung und der Satz „die eben erörterte Wechselwirkung verschärft den Gefahrezustand, in dem sich die zu schwachen Binder sowohl als auch die zu schwachen Seitenmauern befinden, und führte schließlich im Zusammenhang mit irgend einem auslösenden Moment, das nicht näher aufgeklärt ist, die Katastrophe herbei“.

Die von mir noch herbeigezogene weitere unbekanntere Ursache hat mit dem unbekannteren auslösenden Moment, der sogenannten „Initialzündung“ gar nichts zu tun. Als auslösendes Moment könnte man den Schneefall oder eine Erschütterung durch den Verkehr ansprechen. Der Zustand, der aber als Vorbedingung für die Wirkung der Initialzündung vorhanden sein muß, ist ein nur labiles Gleichgewicht, das durch die kleinste Störung zusammenbricht. Dieses nur labile Gleichgewicht ist aber durch die Schwäche der Mauern und der Binder allein nicht erzeugt worden, es muß noch ein weiteres Moment mitgewirkt haben.

Meiner Ansicht nach kann man folgenden Satz als richtig annehmen: Der Einsturz wäre nicht erfolgt, wenn der ganze Bau z. B. nach dem Projekt ausgeführt worden wäre, wie es die Bauunternehmerfirma vorgeschlagen hatte, wenn man Stahlrahmen oder Eisenbetonrahmen um das ganze Gebäude außen gestellt hätte. Dann hätte man aber von Anfang an einen Dispens für die Bebauung des Grundstücks einholen müssen, weil die Rahmen innerhalb des Bauwiches gestanden hätten. Im Innern des Gebäudes nach einem anderen Vorschlag Stützen anzubringen, war einerseits nur möglich, wenn man die in den Raum hineinspringenden Stützen durch eine glatte Wand verdeckt hätte, andererseits wären bei der Montage auch Schwierigkeiten entstanden. Ohne besonderen Dispens ein brauchbares Bauprojekt zu entwerfen, war, wie die Strafkammer selbst anerkannt hat, eine sehr schwierige Aufgabe. Wenn also hier die Angeklagten diese nicht gelöst haben, so haben sie dadurch sicher keine übliche Regel der Technik verletzt, sondern bei einer schwierigen Aufgabe keine richtige Lösung gefunden.

Das Gericht hat bei seiner Erklärung des Einsturzes durch Wechselwirkung zwischen Binder und Mauern ferner auch angenommen, daß die Folgen dieser Wechselwirkung für die Angeklagten übersehbar waren, daß nämlich die Wechselwirkung die Schwäche der Binder und der Mauern verstärken und schließlich die Standsicherheit des ganzen Gebäudes gefährden mußte. Oben habe ich schon gezeigt, daß die Wechselwirkung nur unwesentliche Folgen haben konnte. Wenn also hier ein Sachverständiger und die Strafkammer einen rein technischen Zusammenhang so grundverschieden beurteilen, so muß dieser doch wohl für die Angeklagten nicht so einfach übersehbar gewesen sein.

Soweit der Unterzeichnete das Urteil verstanden hat, hat die Strafkammer ihrer Entscheidung folgenden ursächlichen Zusammenhang des Einsturzes zugrunde gelegt: Der Binder war in einem Gefahrezustand infolge der Schwäche des Binderknotenbleches. Die Mauern waren nicht weit von der Knickgefahr entfernt. Nun trat die Wechselwirkung der Binder auf die Mauer und der Mauer auf die Binder ein, so daß schließlich das Knotenblech des Binders I, das sich schon in einem Fließzustand befand, riß, der Binder I im Fallen die anderen Binder mitnahm und die fallenden Binder schließlich die Mauern auseinanderdrückten. Die Unhaltbarkeit der von der Strafkammer gefundenen Wechselwirkung als *conditio sine qua non* ist oben schon gezeigt worden. In seiner Erklärung nimmt das Gericht immer noch ein Reißen des Knotenbleches im Binder I an, während die Versuche des Gutachters der ersten Instanz gezeigt haben, daß noch eine Reserve an Tragfähigkeit von $63 - 49 = 14$ t im Augenblick des Einsturzes im Knotenblech vorhanden war. Diese Reserve hätte durch die obengenannte Wechselwirkung überwunden werden müssen. Es ist aber an keiner Stelle der Nachweis erbracht, daß diese 14 t durch die unbedeutenden Wechselwirkungen überwunden werden konnten. Wenn aber die Strafkammer angenommen hat, daß der Überschuß an Tragfähigkeit geringer gewesen ist, dann dürfte der weitere Beweisantrag auf eine amtliche Probelastung eines Binders nicht abgelehnt werden. Ich habe behauptet, daß eine solche Probelastung ziemlich sicher einen noch größeren Überschuß an Tragfähigkeit im Knotenblech als 14 t ergeben hätte. Die Frage, ob eine solche Belastung eines Binders Ergebnisse geliefert hätte, die mit der Tragfähigkeit der eingebauten Binder vergleichbar wären, habe ich mit einem klaren „Ja“ beantwortet. Ich habe erklärt, daß wohl sicher ein solcher Probeknoten mit größerer Sorgfalt hergestellt würde, daß aber die Ergebnisse dadurch nicht wesentlich beeinflusst werden können. Für das Material könne man nur die

übliche Handelsware nehmen, die in ihrer Güte keine starken Unterschiede zeige. Außerdem sei es nicht möglich, dem Handelsstahl Unterschiede in der Güte äußerlich anzusehen, so daß ein einfaches Aussuchen unmöglich sei.

Der Verfasser glaubt, daß ein Fehlurteil vorliegt, weil erstens die von der Strafkammer selbständig gefundene Einsturzursache keine *conditio sine qua non* ist und weil zweitens der Beweisantrag auf Probelastung eines Binders in Zusammenhang mit der sonstigen Stellungnahme der Strafkammer nicht abgelehnt werden durfte, denn das Ergebnis der Probelastung konnte für die Stellungnahme der Strafkammer wesentlich werden.

Wären bei diesem Prozeß von Anfang an sachverständige Staatsanwälte oder Richter mit tätig gewesen, dann wäre der Prozeß wohl anders verlaufen. Beim Reichswirtschaftsgericht gibt es technisch sachverständige Beisitzer, bei anderen Gerichten nicht. Bei diesem Strafprozeß wären die Untersuchungsergebnisse vollkommener, die Verhandlungen

kürzer und ertragreicher gewesen, das Urteil widerspruchsfreier geworden, wenn technische Beisitzer einen größeren Einfluß hätten ausüben können.

Schließlich sei noch auf eine merkwürdige Ansicht der Strafkammer über die Verantwortlichkeit hingewiesen. Dem Architekten wird „die Hauptverantwortung“ zugewiesen, wenn er glaubt, in Dingen, in denen er selbst nicht vollkommen sachverständig ist, der Verantwortung ledig zu sein, indem er einen Spezialfachverständigen zuzieht. Der Architekt kann heute bei den verwickelten Verhältnissen moderner Bauten unmöglich selbst in allen Fragen sachverständig sein, zieht er dann einen Spezialisten zu, so hat er nach meiner Ansicht seine Pflicht getan und kann nicht noch eine „Hauptverantwortung“ tragen.

Der Verlauf dieses Prozesses sollte allen, die es angeht, einen Anstoß geben, sich mit den technischen Prozessen etwas näher zu beschäftigen. Nach der in der „Frankfurter Zeitung“ (Oktober 1928) geäußerten Ansicht des Herrn Staatsanwaltschaftsrates werden sie bei der zunehmenden Größe der Bauvorhaben und der wachsenden Hast des Wirtschaftslebens immer zahlreicher werden.

Einfluß der Gleislage und der Fliedkräfte auf die Fahrbahn stählerner Eisenbahnbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur Hailer, Erfurt, Reichsbahndirektion.

Der Einfluß der Gleislage und der Fliedkräfte auf die Hauptträger stählerner Eisenbahnbrücken sind in einer von Dr.-Ing. Kommerell und Regierungsbaumeister Bruno Schulz verfaßten Abhandlung¹⁾: Einfluß der Fliedkräfte auf Eisenbahnbrücken ausführlich behandelt worden.

Nachstehend sollen nun Gleichungen entwickelt werden, mit deren Hilfe diese Einflüsse auf die Fahrbannteile — Schwellen, Längs- und Querträger — stählerner Eisenbahnbrücken berechnet werden können. Die Bezeichnungen und soweit erforderlich die Formeln sind aus der oben genannten Abhandlung entnommen.

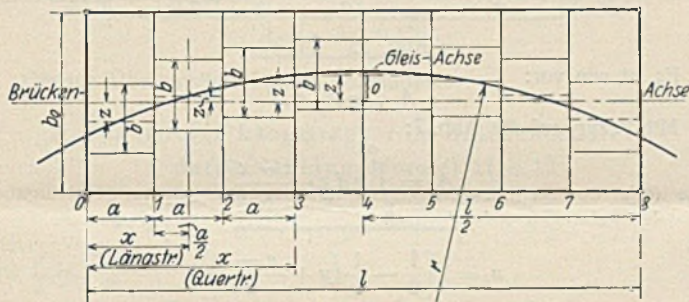


Abb. 1.

Untersucht wird der durch Abb. 1 dargestellte Fall: die Längsträger sind der Gleiskrümmung folgend versetzt. Die für diese Anordnung hergeleiteten Gleichungen können auch für die Fahrbananordnungen des Abschnittes 5, insbesondere für die häufiger vorkommenden Fälle der Abb. 11 u. 12 ohne weiteres benutzt werden. Die Gleisachse auf der Brücke ist für sämtliche Fälle als Kreisbogen angenommen. Der Abhandlung sind die entsprechenden Bestimmungen der „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE)* der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zugrunde gelegt.

1. Gleichung der kreisförmigen Gleisachse bezogen auf die Brückenachse.

Die Ordinate y im Abstände x vom Auflager A berechnet sich nach Abb. 2 zu:

$$(1) \quad y = h - (f - o) = h + o - f,$$

h berechnet sich aus:

$$(h + r - f)^2 + \left(\frac{l}{2} - x\right)^2 = r^2.$$

$$(2) \quad h = -(r - f) + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}.$$

Setzt man in die Gleichung von y für h den vorstehenden Wert ein, so wird:

$$y = -r + f + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2} + o - f.$$

$$(3) \quad y = o - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}.$$

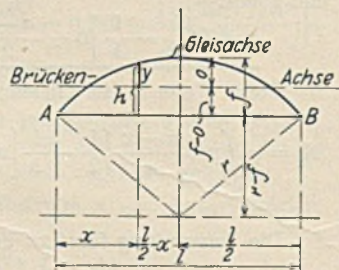


Abb. 2.

¹⁾ Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925. Vom Verfasser ist ein Verfahren über die Ermittlung des Einflusses der Gleiskrümmung und Fliedkraft auf die Hauptträger stählerner Eisenbahnbrücken mit Hilfe von Einflußlinien in der Fachschrift: „Die Bautechnik“ 1926, Heft 7, S. 87, veröffentlicht worden.

2. Querschwellen.

Es bezeichnen:

- A_i und B_a die Auflagerdrücke der Schwelle am inneren und äußeren Längsträger aus Verkehrslast und Fliedkraft,
- P die in Frage kommende Achslast,
- b den Längsträgerabstand,
- s und t die Abstände zwischen Längsträger und Schiene (Abb. 3).

$$\left. \begin{aligned} i &= m \cdot \frac{\ddot{u}}{1,5} \\ e &= n_s \operatorname{tg} \alpha - i \end{aligned} \right\} \text{vergl. Kommerell} \quad (\text{Abb. 4})$$

Abstände s und t (Abb. 3).

Ist:

- x der Abstand einer beliebig gewählten Schwelle vom linken Brückenaufleger,
- y die aus Gl. 3 ermittelte Ordinate,
- z der Abstand der Längsträger-Schwerachse von der Brückenachse, so berechnet sich in Metern:

$$\frac{b}{2} = \frac{1,5}{2} - (y - z) + s$$

$$(4) \quad s = \frac{b}{2} - \frac{1,5}{2} - z + y$$

und

$$\frac{b}{2} = \frac{1,5}{2} + (y - z) + t$$

$$(5) \quad t = \frac{b}{2} - \frac{1,5}{2} + z - y.$$

Spurerweiterungen sind gegebenenfalls bei dem Maß 1,5 m (Schiennenabstand) zu berücksichtigen.

Bemerkung. y und z sind in diesen wie den nachfolgenden Gleichungen mit negativem Vorzeichen einzuführen, sobald sie unter der Brückenachse liegen (Abb. 1).

a) Hölzerne Querschwellen.

Die Verkehrslasten sind ohne Stoßwirkung einzuführen.

Mit Bezug auf Abb. 3 u. 4 sind die Biegemomente:

$$(6) \quad \begin{cases} M_i = A_i s \\ M_a = B_a t. \end{cases}$$

Für eine Schwelle im Abstände x vom linken Brückenaufleger ist alsdann bei Ruhestellung:

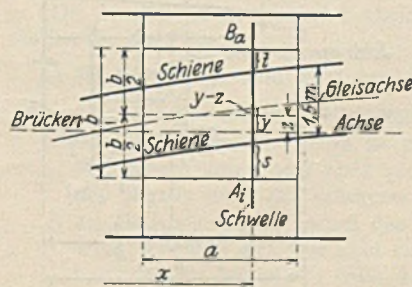


Abb. 3.

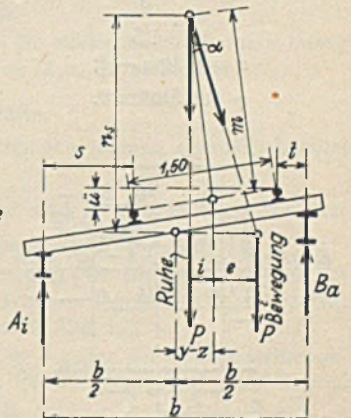


Abb. 4.

$$A_i b - P \left[\frac{b}{2} - (y-z) + i \right] = 0$$

$$(7) \quad A_{i(r)} = P \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b} (y-z-i) \right]$$

Für y den Wert aus Gl. 3 eingesetzt:

$$(7a) \quad A_{i(r)} = P \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(o - i - z - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x \right)^2} \right) \right]$$

bei Bewegung (volle Flihkraft)

$$A_i b - P \left[\frac{b}{2} - (y-z) - e \right] = 0$$

$$(8) \quad A_{i(v)} = P \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b} (y-z+e) \right]$$

und mit y aus Gl. 3:

$$(8a) \quad A_{i(v)} = P \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(o + e - z - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x \right)^2} \right) \right]$$

Ebenso folgt aus Abb. 4 bei Ruhestellung:

$$B_a b - P \left[\frac{b}{2} + (y-z) - i \right] = 0$$

$$(9) \quad B_{a(r)} = P \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b} (y-z-i) \right]$$

bei Bewegung (volle Flihkraft)

$$B_a b - P \left[\frac{b}{2} + (y-z) + e \right] = 0$$

$$(10) \quad B_{a(v)} = P \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b} (y-z+e) \right]$$

β) Stählerne Querschwellen.

Die Verkehrslasten sind mit Stoßzahlen einzuführen. Die Biegemomente im Abstände s und t :

$$(6a) \quad \begin{cases} M_i = \varphi A_i s \\ M_a = \varphi B_a t \end{cases}$$

Aus der Abb. 6 und Gl. 12 folgt mit der Achslast P — an Stelle der Last 1 — und der halben größten Flihkraft:

$$(8b) \quad A_{i(r)} = P \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(y - z + \frac{e-i}{2} \right) \right]$$

und mit der Achslast P und der vollen Flihkraft nach Gl. 10:

$$(10a) \quad B_{a(v)} = P \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b} (y-z+e) \right]$$

y in den vorstehenden Gleichungen ist aus Gl. 3 zu ermitteln.

3. Längsträger.

Es bezeichnen:

- A_i und B_a die gesuchten Auflagerdrücke für den inneren und äußeren Längsträger am Querträger und
- M_i und M_a die gesuchten Biegemomente in Trägermitte dieser Träger aus Verkehrslast, Flihkraft und Stoßzahl bei kreisförmiger Gleisachse, A_p den größten Auflagerdruck der Längsträger am Querträger und
- M_p das größte Biegemoment dieser Träger aus Verkehrslast für ein Gleis bei gerader Gleisachse (A_p und M_p sind den BE-Vorschriften zu entnehmen),
- a_i und b_a Zahlen, die den Einfluß der Gleislage und Flihkraft bei einer bewegten Last 1 berücksichtigen. In den meisten Fällen genügt es, sie für A_p und M_p in der Fachmitte (Mitte des Längsträgerfeldes) zu berechnen oder für A_p gegebenenfalls als Mittelwert zweier Nachbarfelder (Abb. 1),
- b den Schwellenträgerabstand,

$$i = m \cdot \frac{\ddot{u}}{1,5};$$

$$e = n_l \operatorname{tg} \alpha - i;$$

• φ die Stoßzahl.

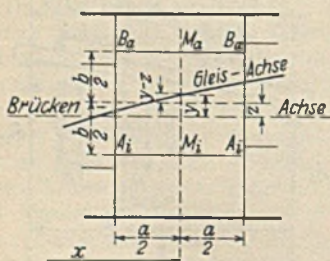


Abb. 5.

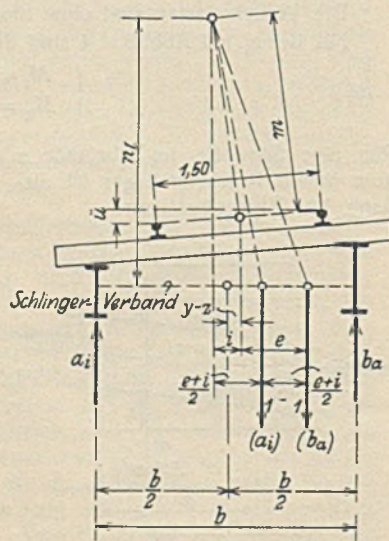


Abb. 6.

Für einen inneren Längsträger im Abstände x vom linken Brückenauflager berechnet sich nach Abb. 1 u. 5.

$$(11) \quad \begin{cases} A_i = \varphi A_p a_i \\ M_i = \varphi M_p a_i \end{cases}$$

Mit Bezug auf die Abb. 5 u. 6 berechnet sich für eine Last $P = 1$ und der halben größten Flihkraft

$$a_i b - 1 \left[\frac{b}{2} - (y-z) - e + \frac{e+i}{2} \right] = 0$$

$$(12) \quad a_i = 1 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(y - z + \frac{e-i}{2} \right) \right]$$

Aus den Gleichungen 11 u. 12 berechnet sich der Auflagerdruck A_i am Querträger zu:

$$A_i = \varphi A_p \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(y - z + \frac{e-i}{2} \right) \right]$$

wo y aus Gl. 3 für die jeweilige Fachmitte zu berechnen ist $\left(\frac{a}{2} \right)$.

Im folgenden wird für A_i eine genauere Formel entwickelt für den Fall $z = 0$ (Abb. 11).

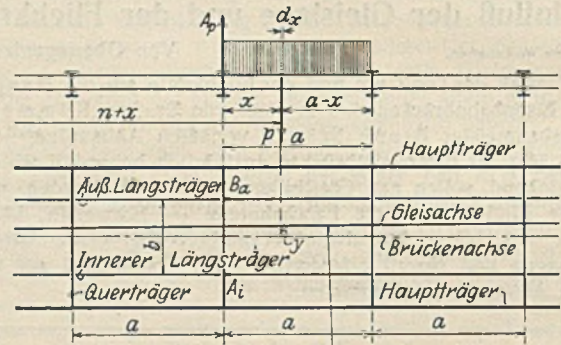


Abb. 7.

Es ist wie vor:

$$A_i = \varphi A_p a_i$$

Mit Bezug auf die Abb. 7:

$$A_p = \int_0^a p dx \cdot \frac{a-x}{a}$$

und

$$a_i = 1 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(y + \frac{e-i}{2} \right) \right]$$

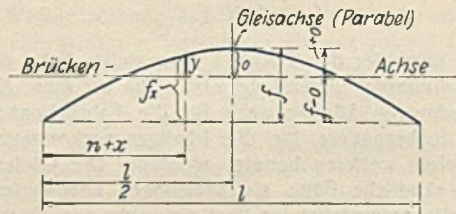


Abb. 8.

Bei Annahme einer parabol förmigen Gleisachse (Abb. 8) wird:

$$y = o - f + \frac{4f(n+x)}{l^2} (l-n-x)$$

und somit:

$$a_i = 1 \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left[o + \frac{e-i}{2} - f + \frac{4f(n+x)}{l^2} (l-n-x) \right] \right\}$$

Diese Werte in die Gleichung für A_i eingesetzt ergibt:

$$A_i = \varphi \int_0^a p \cdot \frac{a-x}{a} \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left[o + \frac{e-i}{2} - f + \frac{4f(n+x)}{l^2} (l-n-x) \right] \right\} dx$$

Die Auswertung führt zu der Gleichung:

$$(13) \quad A_i = \varphi A_p \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(o + \frac{e-i}{2} - f + \frac{2f}{3l^2} [2l(3n+a) - 2n(3n+2a) - a^2] \right) \right\}$$

Beispiel. Anwendung der Näherungsformel und der genaueren Formel auf die Längsträger einer ausgeführten Brücke (Abb. 9).

$$l = 11 \cdot 3,65 = 40,15 \text{ m}; \quad r = 700 \text{ m}; \quad f = 0,288 \text{ m};$$

$$o = \frac{f}{3} = \frac{0,288}{3} = 0,096 \text{ m}; \quad \ddot{u} = 0,065 \text{ m}; \quad m = 2 \text{ m};$$

$$i = \frac{2 \cdot 0,065}{1,5} = 0,087 \text{ m}; \quad \operatorname{tg} \alpha = 0,0911; \quad n_l = 2,87 \text{ m};$$

$$e = 2,87 \cdot 0,0911 - 0,087 = 0,174 \text{ m}; \quad b = 1,9 \text{ m}.$$

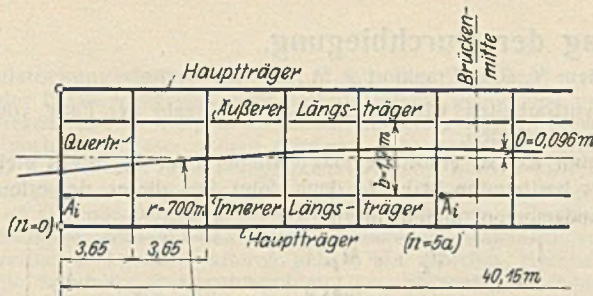


Abb. 9.

A_i des inneren Längsträgers in Brückenmitte.

a) Näherungsformel 11 u. 12.

$$A_i = \varphi A_p \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(o + \frac{e-i}{2} - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x \right)^2} \right) \right\} \text{ mit } x = \frac{l}{2}$$

$$A_i = \varphi A_p \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(o + \frac{e-i}{2} \right) \right\}$$

Obige Werte eingesetzt:

$$A_i = \varphi A_p \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{1,9} \left(0,096 + \frac{0,174 - 0,087}{2} \right) \right\} = \varphi A_p \cdot 0,4266$$

b) Genauere Formel 13.

$f = 0,288 \text{ m}; l = 11 a; n = 5 a.$

$$A_i = \varphi A_p \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{1,9} \left(0,096 + \frac{0,174 - 0,087}{2} - 0,288 + \frac{2 \cdot 0,288}{3 \cdot 121 a^2} [22 a \cdot 16 a - 10 a \cdot 17 a - a^2] \right) \right\}$$

$$A_i = \varphi A_p \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{1,9} \left(0,096 + \frac{0,174 - 0,087}{2} - 0,288 + \frac{2 \cdot 0,288 \cdot 181 a^2}{363 a^2} \right) \right\}$$

$$A_i = \varphi A_p \cdot 0,4266$$

Genauere Übereinstimmung ist vorhanden.

A_i des inneren Längsträgers im Brücken-Endfeld.

a) durch Näherungsformel 11 u. 12.

$$A_i = \varphi A_p \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{b} \left(o + \frac{e-i}{2} - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x \right)^2} \right) \right\}$$

$$x = \frac{a}{2} = \frac{3,65}{2}$$

$$A_i = \varphi A_p \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{1,9} \left(0,096 + \frac{0,174 - 0,087}{2} - 700 + \sqrt{700^2 - \left(\frac{40,15}{2} - \frac{3,65}{2} \right)^2} \right) \right\}$$

$$A_i = \varphi A_p \cdot 0,5518$$

b) Genauere Formel 13.

$f = 0,288 \text{ m}; l = 11 a; n = o.$

$$A_i = \varphi A_p \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{1,9} \left(0,096 + \frac{0,174 - 0,087}{2} - 0,288 + \frac{2 \cdot 0,288}{3 \cdot 121 a^2} [2 \cdot 11 a \cdot a - a^2] \right) \right\}$$

$$A_i = \varphi A_p \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{1,9} \left(0,096 + \frac{0,174 - 0,087}{2} - 0,288 + \frac{2 \cdot 0,288 \cdot 21 a^2}{363 a^2} \right) \right\}$$

$$A_i = \varphi A_p \cdot 0,5605$$

Unterschied zwischen Näherungswert und genauerem Wert = 1,6% ohne Bedeutung. Zu beachten ist auch, daß der Entwicklung der genaueren Gleichung eine Parabel statt ein Kreis zugrunde gelegt ist.

Für einen äußeren Längsträger im Abstände x vom linken Brückenauflager ist:

$$(14) \quad \begin{cases} B_a = \varphi A_p b_a \\ M_a = \varphi M_p b_a \end{cases}$$

Mit Bezug auf Abb. 5 u. 6 berechnet sich für eine Last $P=1$ und der vollen Fliehkraft:

$$(15) \quad \begin{cases} b_a b - 1 \left[\frac{b}{2} + (y - z) + e \right] = 0 \\ b_a = 1 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b} (y - z + e) \right] \end{cases}$$

wo y aus Gl. 3 zu berechnen ist $\left(\frac{a}{2} \right)$.

4. Querträger.

Es bezeichnen:

A_i und B_a die gesuchten Auflagerdrücke des Querträgers am inneren und äußeren Hauptträger aus Verkehrslast, Fliehkraft und Stoßzahl bei kreisförmiger Gleisachse.

A_p die Querträgerbelastung durch einen Längsträgerstrang bei gerader Gleisachse. (Den BE-Vorschriften zu entnehmen.)

M_i und M_a die an den Anschlußstellen der Längsträger im Querträger auftretenden Biegemomente.

a_i und b_a Zahlen, wie unter 3, bezogen auf den Querträger (Abb. 1).

s und t die mittigen Abstände zwischen Längs- und Hauptträger.

b_o den Abstand der Hauptträger.

$$i = m \cdot \frac{\ddot{u}}{1,5}; \quad e = n_q \text{ tg } \alpha - i.$$

Für einen Querträger im Abstände x vom linken Auflager (Abb. 1) ist:

$$(16) \quad A_i = \varphi 2 A_p a_i$$

Für eine Last $P=1$ und der halben größten Fliehkraft berechnet sich nach Abb. 10:

$$(17) \quad \begin{cases} a_i b_o - 1 \left[\frac{b_o}{2} - y + i - \frac{e+i}{2} \right] = 0 \\ a_i = 1 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_o} \left(y + \frac{e-i}{2} \right) \right] \end{cases}$$

Für einen Querträger im Abstände x vom linken Auflager ist:

$$(18) \quad B_a = \varphi 2 A_p b_a$$

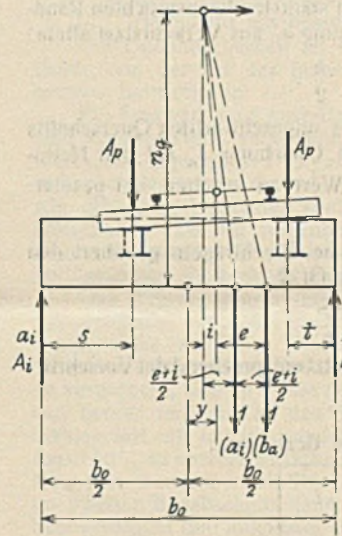


Abb. 10.

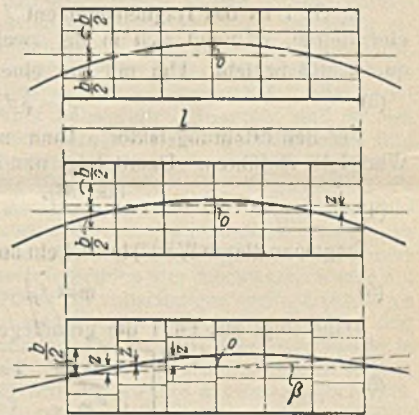


Abb. 11 bis 13.

Aus Abb. 10 folgt bei voller Fliehkraft:

$$(19) \quad \begin{cases} b_a b_o - 1 \left[\frac{b_o}{2} + y + e \right] = 0 \\ b_a = 1 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_o} (y + e) \right] \end{cases}$$

Die y -Werte sind wieder aus Gl. 3 zu ermitteln.

Die Biegemomente berechnen sich im Abstände s und t von den Hauptträgern (Abb. 10) alsdann zu:

$$(20) \quad \begin{cases} M_i = A_i s \\ M_a = B_a t \end{cases}$$

Durch Einsetzen von y aus Gl. 3 in die vorstehenden Formeln lassen sich erweiterte Gleichungen in der Form 7a u. 8a aufstellen.

5. Sonderfälle.

Die vorstehend hergeleiteten Gleichungen können ebenfalls benutzt werden für die Fälle:

- die Längsträger sind nicht versetzt und im Abstände $\frac{b}{2}$ von der Brückenachse dieser parallel angeordnet; $z = 0$ (Abb. 11),
- die Längsträgerschwerachse ist parallel der Brückenachse um das Maß z nach unten oder oben verschoben angeordnet; $z = \text{konstant}$ und negativ unter der Brückenachse (Abb. 12),
- die Gleisbogensehne ist um den $\sphericalangle \beta$ gegen die Brückenachse gedreht; z ändert sich von Feld zu Feld. Die y -Werte sind hierbei besonders zu bestimmen (Abb. 13).

Alle Rechte vorbehalten.

Baustoffwahl unter Berücksichtigung der Durchbiegung.

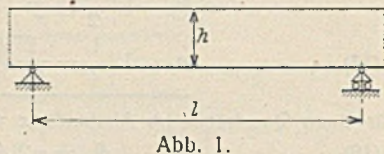
Von Dipl.-Ing. Karl Schäfer, Beratender Ingenieur V. B. I., Frankfurt a. M.

Betrachtet man die Gleichung der Biegelinie eines Tragwerks, so wird hierin der jeweilige Baustoff fast ausschließlich durch sein Elastizitätsmaß E gewertet. Ist dieses nun wie z. B. bei den bis heute im wesentlichen in Betracht kommenden Stahlarten gleich, so ist ohne weiteres ersichtlich, daß in denjenigen Fällen, in denen der Durchbiegung entscheidende Bedeutung zukommt, die wirtschaftlich teuren Stahlarten, denen eine höhere zulässige Spannung entspricht, keine Vorteile mehr gegenüber dem gangbaren und im übrigen sehr geschätzten Flußstahl 37 bieten. Die Beziehungen festzulegen, nach denen die jeweils wirtschaftlichste Stahlart gefunden werden kann, ist der Zweck der nachstehenden Untersuchung. Diese bezieht sich in erster Linie auf die Verhältnisse bei Eisenbahnbrücken; abschließend werden die Träger bei Hochbauten einer kürzeren Betrachtung unterzogen.

Angenommen wird, daß in einem bestimmten Fall die maßgebende Durchbiegung gefunden und ausgedrückt sei in der Form:

$$(1) \quad \max f_p = \alpha \cdot \frac{\max M_P l^3}{E J}$$

In dem Beiwert α kommt die Lagerungsart und die bauliche Durchbildung des Trägers (Gurtplattenanordnung) zum Ausdruck. Er beträgt z. B. nach der B. E. 1925, S. 48, bei Blechträgern 5,5:48. Nun sei (Abb. 1) für die Folge h der Abstand der am stärksten beanspruchten Randfasern. Dann gilt für die größte Randspannung σ_p aus Verkehrslast allein:



$$(2) \quad \sigma_p = \frac{\max M_P}{J_n} \cdot \frac{h}{2}$$

In Gl. 1 ist das Trägheitsmoment J des ungeschwächten Querschnitts einzuführen, während sich in der zweiten Gleichung J_n auf den Nettoquerschnitt bezieht. Um mit nur einem Wert zu arbeiten, sei gesetzt:

$$(3) \quad J = \varrho J_n$$

Für den Erfahrungsfaktor ϱ kann man bei Blechträgern genähert den Wert 1,18 einführen. Damit folgt nun aus Gl. 2

$$(4) \quad \frac{\max M_P}{J} = \frac{2 \sigma_p}{\varrho h}$$

Trägt man diesen Wert¹⁾ in Gl. 1 ein und setzt entsprechend der Vorschrift:

$$(5) \quad \max f_p = \frac{l}{n}$$

Dann folgt aus Gl. 1 die grundlegende Beziehung:

$$(6) \quad \frac{h}{\sigma_p} = \frac{2 \alpha n}{\varrho E} \cdot l$$

Für die praktische Durchführung der Aufgabe ist die Form der Gl. 6 nicht besonders geeignet, da sie σ_p enthält. Nun besteht aber, wie leicht ersichtlich, zwischen der größten auftretenden Gesamtspannung

$$(7) \quad \max \sigma = \frac{M_g + \varphi M_P + \dots}{W_n}$$

und σ_p die einfache Beziehung

$$(8) \quad \sigma_p = \frac{M_P}{M_g + \varphi M_P + \dots} \cdot \max \sigma$$

Geht man mit diesem Ausdruck für σ_p in Gl. 6 ein, dann folgt das gewünschte Ergebnis, d. h. der entscheidende Zusammenhang zwischen Trägerhöhe und höchst erreichbarer Spannung $\max \sigma$, bei Innehaltung der vorgeschriebenen Durchbiegung:

$$(9) \quad h \geq \frac{2 \alpha n l}{\varrho E} \cdot \frac{M_P}{M_g + \varphi M_P + \dots} \cdot \max \sigma$$

Aus Gl. 9 ermittelt man zu einem beabsichtigten $\max \sigma = \sigma_{zul}$. Die erforderliche Trägerhöhe, die also eine Ausnutzung der Spannung gestattet oder aus ihrer Umkehrung, d. h. wenn h durch bauliche Einschränkungen festgelegt ist, die höchst erreichbare Gesamtspannung, d. h. es darf sein bei gegebenem h :

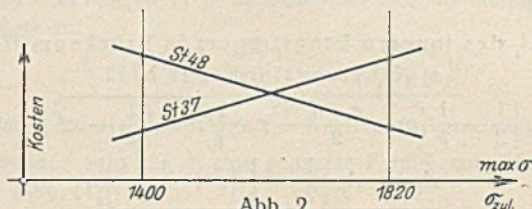
$$(10) \quad \max \sigma \leq \frac{\varrho E}{2 \alpha n l} \cdot \frac{M_g + \varphi M_P + \dots}{M_P}$$

¹⁾ Diese Substitution gibt Anlaß zu folgender Bemerkung: Die hier in Betracht gezogenen Verhältnisse gewinnen an Klarheit, wenn man in die Gleichung der Biegelinie statt M und J die Werte σ , E und h einführt. Die nähere Betrachtung sei dem Leser überlassen.

Bei Entwurfsarbeiten wird wohl in der Mehrzahl der Fälle von Gl. 10 ausgegangen werden.

Ist nun das so ermittelte $\max \sigma$ kleiner oder höchstens gleich dem σ_{zul} einer bestimmten Stahlart, dann folgt bei dieser das erforderliche Widerstandsmoment allgemein aus:

$$(11) \quad W_n = \frac{M_g + \varphi M_P + \dots}{\max \sigma} = \frac{2 \alpha n l}{h \varrho E} \cdot M_P$$



Ergibt Gl. 10 Werte für $\max \sigma$, welche zwischen zwei bestimmten σ_{zul} liegen, dann dürften die Kostenlinien, als Funktion von $\max \sigma$ aufgetragen, etwa den in Abb. 2 gezeichneten Verlauf nehmen, und die Wahl der Stahlart kann auf Grund des Kostenkleinstwertes erfolgen, wobei aber Bedacht genommen werden muß, ob die evtl. Verwendung mehrerer Stahlarten an einem Bauwerk angebracht ist.²⁾

Ein Beispiel möge das Dargebotene erläutern. Betrachtet werde ein einfacher Balken auf zwei Stützen, wobei

$$l = 30,0 \text{ m}; \quad \varphi = 1,49; \quad M_g = 157,0 \text{ tm}; \quad M_P = 767,0 \text{ tm}$$

$$M_g + \varphi M_P = 157,0 + 1,49 \cdot 767,0 = 1300,0 \text{ tm}$$

Aus Gl. 9, 10 u. 11 wird jetzt, da

$$\alpha = \frac{5,5}{48}; \quad n = 900; \quad \varrho = 1,18; \quad E = 2 \cdot 100 \cdot 000$$

$$(9a) \quad h_{\text{erf}} \geq \frac{11}{48} \cdot \frac{n l}{\varrho E} \cdot \frac{M_P}{M_g + \varphi M_P} \cdot \sigma_{zul}$$

Ist diese erforderliche Höhe nicht vorhanden, dann gilt:

$$(10a) \quad \max \sigma_{zul} \leq \frac{48}{11} \cdot \frac{\varrho E}{n l} \cdot \frac{M_g + \varphi M_P}{M_P} \cdot h_{\text{vorh}}$$

$$(11a) \quad W_n = \frac{M_g + \varphi M_P}{\max \sigma_{zul}} = \frac{11}{48} \cdot \frac{n l}{\varrho E} \cdot \frac{M_P}{h_{\text{vorh}}}$$

Mit den oben angegebenen Werten folgt in dem speziellen Fall nach Gl. 9a

$$h_{\text{erf}} = \frac{11 \cdot 900 \cdot 3000}{48 \cdot 1,18 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000} \cdot \frac{767,0}{1300} \cdot \sigma_{zul} = 0,147 \sigma_{zul}$$

Somit bei den einzelnen Stahlarten

$$h_{37} = 0,147 \cdot 1400 = 206 \text{ cm}$$

$$h_{48} = 0,147 \cdot 1820 = 268 \text{ „}$$

$$h_{51} = 0,147 \cdot 2120 = 312 \text{ „}$$

Hieraus ist weiter ersichtlich, daß bei Innehaltung von zulässiger Spannung und Durchbiegung die hochwertigeren Stähle eine größere Höhe als Flußstahl 37 verlangen.

Bei Hochbauten soll die Durchbiegung gegebenenfalls so bemessen sein, daß sie den Wert 1:500 bei Vollbelastung nicht überschreitet. Es wird wieder wie vor angenommen, daß sich die maßgebende Durchbiegung in der Form darstellen läßt:

$$(12) \quad f = \alpha \frac{\max M l^3}{E J} = \alpha \frac{\max M l^2}{E \varrho J n}$$

Hieraus ergibt sich nach einigen Zwischenrechnungen die der Gl. 6 entsprechende Beziehung:

$$(13) \quad \frac{h}{\max \sigma} = \frac{2 \alpha n}{E \varrho} \cdot l$$

woraus alles Weitere leicht erschlossen werden kann. So findet man z. B. für einen Träger auf zwei Stützen, der mit gleichmäßig verteilter Last beansprucht ist, bei $\varrho = 1$ die Gleichung:

$$(14) \quad h_{\text{cm}} = \frac{\max \sigma}{202} \cdot l_m$$

d. h. bei $\max \sigma = \sigma_{zul} = 1200 \text{ km/cm}^2$ muß sein:

$$(15) \quad h_{\text{cm}} = \frac{1200}{202} \cdot l_m = 6,0 l_m$$

Unter welchen Voraussetzungen $\varrho = 1$ gesetzt werden kann, braucht wohl nicht näher angegeben zu werden.

²⁾ Schließlich ist noch in besonderen Fällen zu prüfen, ob unter Berücksichtigung der Zusatzkräfte die entsprechend erhöhte zulässige Spannung nicht überschritten wird.

Verschiedenes.

Aufstockungssteuer. In Heft 5/1928 des „Stahlbau“ ist zu der Frage der Besteuerung von Hochhäusern Stellung genommen und darauf hingewiesen, daß — wenn nach Einführung einer solchen Steuer überhaupt noch Hochhäuser gebaut würden — ihr steuerlicher Ertrag gleich Null, d. h. durch den Eintreibungsapparat verzehrt werden dürfte. Diesem durchaus negativen Ergebnis steht auf der anderen Seite eine empfindliche und störende Belastung der Wirtschaft gegenüber. Überdies können dem Fiskus so immerhin beträchtliche Einnahmen, namentlich aus Grund- und Wertzuwachssteuer, verloren gehen, da manches Hochhausprojekt daraufhin zweifellos unausgeführt bleibt. — Es wurde weiterhin gesagt, daß man versucht sei, hierin das planmäßige Streben zu erblicken, den Bau von Hochhäusern überhaupt zu unterbinden: In dieser Ansicht wird man bestärkt, wenn man neuerdings von Absichten hört, eine Aufstockungssteuer einzuführen, welche jedes fünfte und alle weiteren Stockwerke eines Gebäudes erfassen und die entweder nach dem Werte von Grund und Boden oder nach der Jahresmiete berechnet werden soll.

Im ersten Fall wird — wie die „Germania“ in ihrer Nr. 113 vom 8. März schreibt — der Steuersatz nach dem Rauminhalt auf 1,— R.-M. je m³ festgesetzt werden, im zweiten Fall würde die Steuer das Vierfache des Jahresbruttomietwertes betragen. Wenn das genannte Blatt weiter sagt, daß: „... eine Beschränkung des Wohnungsbaues durch diese Steuer nicht stattfindet, da alle drei- und viergeschossigen Bauten der Steuer nicht unterliegen, auch wenn sie im Wege des Dispenses erfolgen, und höhergeschossige Wohnbauten nicht im Interesse der städtischen Bevölkerung liegen...“, so ist darauf zu erwidern, daß diese Fragen noch sehr umstritten sind, und deshalb mit vorzeitigen Steuerplänen doch vorerst gewartet werden sollte.

Im Interesse einer ungestörten Entwicklung all der mit dem Hochhausproblem in Beziehung stehenden Fragen ist unbedingt zu wünschen, daß von allen amtlichen Stellen größte Zurückhaltung gewahrt wird, da sonst möglicherweise schwer wiedergutzumachende Übertreibungen und Schäden angerichtet werden können: Um so mehr, da greifbare kommunalwirtschaftliche Ergebnisse durch ein Anziehen der Steuerschraube in dieser Richtung nicht zu erwarten sind.

Der Stahl im Bürohausbau. Unter allen Zweckbauten sind es sicherlich die Bürohäuser, in denen die größten Kapitalien angelegt sind. Ihre Zahl hat sich mit der Entwicklung der Wirtschaft in den letzten Jahrzehnten ebenso vermehrt, wie sich ihre Ausführung und Ausstattung vervollkommen hat.

Genaue und durchaus zuverlässige Angaben über die Erfahrungen im Bürohausbau verdankt man nach einer Mitteilung von Arthur T. North insbesondere den Untersuchungen des Ausschusses des „Nationalverbandes amerikanischer Hausbesitzer und Hausverwalter“ sowie verschiedener einzelner Mitglieder dieses zusammen über einen Besitz von über sechs Billionen Dollar verfügenden Verbandes. Ihm hat kürzlich ein auf Grund von Beobachtungen an 155 Bürohäusern in 40 Städten der Union verfaßter Bericht seines früheren Vorsitzenden Earle Schultz in Chicago vorgelegen, welcher die Lebensdauer des Bürohauses in zwei Abschnitte einteilt, deren erster ungefähr bis zum 28. Jahre reicht, bis wohin die Bruttoeinnahmen ungefähr gleich bleiben, die Unkosten freilich fortlaufend etwas steigen, die Gebäudenutzung im ganzen jedoch eine angemessene Verzinsung des Anlagekapitals gewährleistet.

Der zweite Abschnitt vom 28. Lebensjahre ab stellt eine Zeit des Zinsrückganges und der Betriebskostensteigerung dar und wird in der Regel eingeleitet durch den Auszug des besseren Teils der Mieter. Tritt ein Gebäude in dieses zweite Stadium, so ist sein Abbruch nur noch eine Frage der Zeit. Sein Kapitalwert sinkt schnell und beträgt bald kaum mehr als den Grundstückspreis, während ein Gebäude in der ersten Periode meist einen Verkaufspreis bringen wird, der ungefähr seinem Neubauwert entspricht. Nach der Arbeit von Schultz kommen als immer wiederkehrende, geradezu typische Ursachen für das Veralten in Frage:

1. die normale Entwicklung des Geschäftsviertels einer Stadt,
2. Verschiebungen des Geschäftsverkehrs innerhalb der Stadt,
3. die Errichtung von Neubauten anderer Art oder moderneren Stils,
4. die größere Leistungsfähigkeit solcher Neubauten mit neuzeitlichen Betriebsverbesserungen und größerem Komfort,
5. das Abschneiden von Licht und Luft durch Neubauten, dadurch Minderung des Nutzungswertes.

Die Ursachen und der Begriff des „Veraltens“, d. h. der Wertminderung, unabhängig von Erscheinungen rein baulichen Verfalls, sind an dieser Stelle bereits mehrfach erläutert worden¹⁾. Es braucht hier deshalb nicht nochmals darauf eingegangen zu werden. Ebenso wenig auf die große Schnelligkeit, mit der dieses „Veralten“ heute in Amerika wie anderswo im Großstadtleben sich vollzieht.

In einem Schreiben von Lawson Purdy, dem früheren Präsidenten des Finanzamts der Stadt New York, an Lee Thompson Smith, den neuen Vorsitzenden des vorerwähnten Hausbesitzer-Verbandes, heißt es wörtlich: „Die wichtigsten Bürogebäude befinden sich auf Manhattan in der City von New York. Hier geht der Wechsel so schnell vor sich, daß ein Gebäude oft schon fast völlig entwertet ist, bevor es überhaupt nur die geringsten baulichen Alterserscheinungen zeigt. Ein Gebäude ist das wert, was es einbringt, obgleich es naturgemäß nicht gut mehr wert sein kann, als was ein Neubau kosten würde. Einige Gebäude auf Manhattan werden schon nach fünf Jahren veraltet sein und anderen den Platz wegnehmen.“ Dazu sagt Schultz in seinem Bericht sehr anschaulich: „Tatsächlich sind alle Teile eines Bürohauses — ausgenommen

der Boden und das Stahlskelett — einer viel größeren Zahl von Entwertungsmöglichkeiten ausgesetzt, als man im allgemeinen vermutet“. Daß das Stahlskelett frei ist von der Gefahr der Wertminderung, geht aus Beobachtungen hervor, die man beim Abbruch von Stahlskeletthäusern gemacht hat. Es ist durchaus üblich, das ausgebaute stählerne Tragwerk für neue Bauten zu verwenden; sicherlich ein Beweis für seine unverminderte Widerstandsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit, zu der noch die bestmögliche Ausnutzung hochwertigen Baugrundes kommt dank der geringen Querschnitte eines solchen Skelettbaues.

Was in dem vorliegenden Bericht über die restlose Überlegenheit stählerner Tragwerke gegen Erdstöße gesagt und für weite Bezirke der Vereinigten Staaten von Bedeutung ist, sei — als für deutsche Verhältnisse entbehrlich — hier übergangen. Immerhin sei festgestellt, daß in den Tarifvorschriften der Feuerversicherungsbehörden der Pacific-Staaten die Erdbebenversicherung für Stahlskelettbauten 60 % niedriger als für jede andere Bauweise ist.

Da die Besitzer von Bürohäusern sich unweigerlich früher oder später der Gefahr des „Veraltens“ gegenübersehen, bleibt zu untersuchen, wie ihr vorgebeugt oder begegnet werden kann. Das ist möglich:

1. durch Vergrößerung der nutzbaren Bodenfläche durch Aufstockung,
2. durch Anbau auf benachbarten Grundstücken,
3. durch Umbau des ganzen Hauses zu anderen Zwecken,
4. durch Umbau eines Teiles des Inneren für einen anderen Zweck,
5. durch Umbau des Erdgeschosses zu Läden,
6. durch Umwandlung des gesamten nicht feuerfesten Inneren in einen modernen feuerfesten Raum unter Erhaltung der Außenwände und Decken,
7. durch Versetzung des Hauses an eine andere Stelle,
8. durch Abbruch des Hauses und Wiederverwendung der Materialien für ein besseres und größeres an gleicher Stelle.

Die Durchführbarkeit all dieser Maßregeln hängt natürlich im hohen Grade von der Art der insbesondere für die tragende Konstruktion benutzten Baustoffe ab.

Ein Tragwerk muß gestatten, daß man einzelne Säulen, Träger, Balken oder Fachwerkteile verschiebt, auswechselt oder verstärkt. Die dafür erforderliche Eignung und Anpassungsfähigkeit besitzt allein das Stahlskelett, während die Kosten des Abbruchs bei anderen Bauarten oft ebenso hoch wie die eines Neubaus sind, ohne daß dabei verwertbares Altmaterial übrigbliebe. Die im folgenden kurz behandelten Beispiele sind an sich wohl Sonderfälle. Zusammen geben sie jedoch ein geschlossenes Bild und gestatten Rückschlüsse auf die vielseitige Verwendbarkeit des Stahls.

Das Argyle-Haus in Kansas City, Missouri, war ursprünglich als Bürogebäude mit acht Stockwerken geplant, von denen zunächst vier fertiggestellt wurden. Die Entwicklung der Nachbarschaft machte es jedoch wünschenswert, das Gebäude über den ursprünglichen Plan hinaus zu vergrößern, und an Stelle der noch fehlenden vier Stockwerke wurde auf den bereits fertigen Teil des Gebäudes ein vollständiges sechsgeschossiges Stahlskelett mit Leichtbetondecken und ebensolchem Dach errichtet und damit 50 % an nutzbarer Fläche gewonnen. Das Bryant-Park-Gebäude in New York war mit zwölf Stockwerken geplant, von denen zunächst sieben, im zweiten Bauabschnitt dann aber acht Stockwerke der ursprünglich noch beabsichtigten fünf aufgebaut wurden, und zwar in Stahlskelett, womit 60 % mehr nutzbarer Flächenraum geschaffen war, als ursprünglich vorgesehen.

Die Amerikanische Telefon und Telegraphen Co. errichtete 1910 ein 27 Stockwerke hohes Bürogebäude am Broadway in New York, dessen Raumverhältnisse jedoch nicht mehr genügten, weshalb 1920 ein Anbau nötig wurde, der mit dem alten Teil auf gleiche Höhe zu bringen war. Das bedingte u. a. den Ausbau dreier Hauptstützen in den unteren Geschossen und Übertragung ihrer Last auf drei neue Stahlsäulen. Ebenso das Einziehen dreier neuer stählerner Gitterträger im zweiten Stockwerk, deren Enden an die vorhandenen Wandstützen anzuschließen waren. Die von der alten auf die neue Konstruktion übertragenen Lasten erreichten je Stützenszug 1361 t. Dennoch konnten Abbruch und Abräum der alten Wände sowie alle Änderungen ohne Störung für die Bewohner vorgenommen werden.

Über die besonders durchgreifenden und umfangreichen Umbauarbeiten am First-National-Bank-Gebäude in Chicago ist bereits in Heft 3/1928 des „Stahlbau“ berichtet. Auch hier handelte es sich um die Auswechslung schwer belasteter Konstruktionen in Stahl, die ohne Schwierigkeiten oder Zwischenfälle sowie ohne Unterbrechung des Geschäftsbetriebes vorgenommen wurde: Bemerkenswert und nicht alltäglich ist vor allem die Höherlegung des größten Teils der Fußböden des ersten Stockwerks um 60 cm, wozu die Anschlüsse der Unterzüge und Deckenträger von den Stahlsäulen gelöst und in der neuen Höhe wiederhergestellt wurden.

Sechs Stockwerke wurden 1927 auf das 1912 errichtete 12stöckige Stahlskelett-Bürohaus in Nr. 9 der 40. Street in New York in der Art aufgebaut, daß man je vier Stahlsäulen an der Innenseite der Ost- und der Außenseite der Westmauer vom Fundament bis zum Dach einzog. Quer durch das bestehende Gebäude wurden vier stählerne Vollwandträger zur Aufnahme der Säulenlasten der sechs neuen Stockwerke gezogen. Trotz dieser Erhöhung konnte das Tragwerk durch seitlichen Anschluß der neuen Säulen an die bereits vorhandene, zum Teil verstärkte Konstruktion in den einzelnen Stockwerken zur Aufnahme der größeren Windlasten ohne Schwierigkeiten instand gesetzt werden; wie in den früheren Fällen, ohne den Betrieb des Hauses zu stören.

Das Bank- und Bürogebäude der Independence Trust Company in Charlotte, North Carolina, mit seinen zwölf Stockwerken wurde vor etwa 20 Jahren errichtet. Zwei neue Stockwerke wurden in der Weise aufgesetzt, daß man zunächst das stählerne Tragwerk für das

¹⁾ Vergl. u. a. Baustahl, Bau- und Geschäftshausbau, „Der Stahlbau“ 1928, Heft 4, S. 48.

14stöckige Obergeschoß und das Dachgeschoß errichtete und alsdann die alte Dachkonstruktion von den Säulen losgenietet, auf die neue Höhe gebracht, wieder an den Säulen angeschlossen und für das neue 13. Stockwerk verwendet wurde. Im ersten Stock wurden zwei Säulen herausgenommen und die Last der entsprechenden oberen Säulen im darüber befindlichen Stockwerk auf die vollwandigen Hauptträger über den Hauptschalterhallen übertragen, diese und die sie tragenden Stützen entsprechend verstärkt. Die Fußböden der alten Buchhaltungs-Abteilung wurden — um 90 cm — auf die Höhe der übrigen neuen Räume gehoben, indem auch hier wieder die Stahlbinder von den Säulen gelöst, gehoben und in der neuen Lage neu angeschlossen wurden, ohne irgendwelchen Schaden anzurichten. Drei neue Aufzugschächte wurden eingebaut, die alten Aufzüge entfernt und darin Toilettenräume eingebaut.

Der Aufbau eines Turmes auf das vergrößerte und umgebaute Johns-Manville-Inc.-Gebäude in New York machte die Verstärkung dreier stählerner Stützenzüge im Innern des Hauses notwendig. Kleine Öffnungen wurden in Dach und Decken rund um die Säulen angebracht und die feuersichere Ummantelung derselben entfernt. Die Verstärkungsteile wurden mittels eines Kranes durch das Dach herabgelassen, angeschlossen und mit den Stützen vernietet. Das geschah in der Nacht, während die Wiederaufbringung der Ummantelung, die Ausmauerung u. dergl. bei Tage und ohne Störung der Bewohner erfolgen konnte.

Alle diese Beispiele zeigen, daß bei Neubauten oder Aufstockungen bestehender Gebäude der verwendete Baustoff bestimmte Eigenschaften, vor allem hohe Tragfähigkeit und Festigkeit haben muß. Er muß ferner unter möglichst geringer Belästigung der Hausbewohner zu verbauen sein.

Der einzige Baustoff, der diese Forderungen erfüllt, ist der Baustahl. Ganz allgemein sollte die Wahl der Bauweise für alle Bauvorhaben nach den an Bürogebäuden gemachten Erfahrungen erfolgen: Gebäude dieser Art, die rettungslos „veralten“, weil sie ungünstig liegen und für einen anderen Zweck nicht umgebaut werden können, gibt es in jeder Stadt. Sie sind ein Beweis für ungenügende Erfahrungen im Bürohausbau im besonderen und in der Verwendung der verschiedenen Baustoffe im allgemeinen. — Wer nur an den Augenblick und an den sofortigen Vorteil denkt, schafft damit sich oder seinem Auftraggeber unverrückbare Schranken für die Zukunft und schließt eine spätere Rentabilität des Hauses von vornherein aus. — Das entscheidende Merkmal bei der Wahl eines Baustoffes ist sein Dauerwert.

Das Bürohaus mit ungestörter Entwicklungsmöglichkeit und Anpassungsfähigkeit an sich ändernde Ansprüche ist für Industrie und Handel unbedingt notwendig. Es ist möglich bei Verwendung des Stahls.

Stahlwasserbauten der Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G. II. Alle Staustufen des Rhein-Herne-Kanals haben Doppelschleusen in Parallelschaltung, nur bei der Mündung des Kanals in den Ruhrorter Hafen hat man aus verschiedenen Gründen mit einer einfachen Schleuse auskommen zu können geglaubt. Der zunehmende Verkehr auf dem Kanal und die Schiffbarmachung der Ruhr bis Mülheim machten jedoch den Bau einer neuen Schleuse notwendig. Diese liegt in der schiffbar gemachten Ruhr, kurz vor der Mündung in den Rhein, dient aber gleichzeitig als zweite Kanalöffnung, da oberhalb der Schleusen eine Verbindung zwischen Kanal und Ruhr geschaffen worden ist.

Die neue in Abb. 1 dargestellte Ruhrschleuse Duisburg-Ruhrort hat eine nutzbare Länge von 350 m und eine Sohlenbreite von 130 m; sie ist

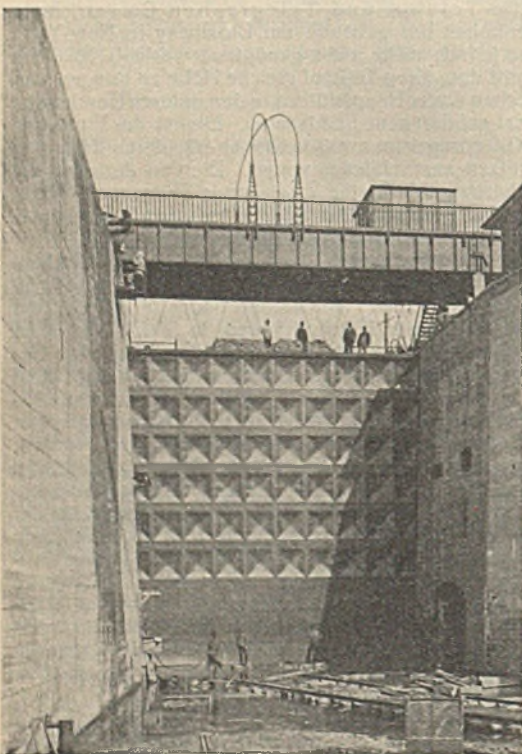


Abb. 1. Ruhrschleuse Duisburg-Ruhrort.

1922 bis 1924 für die Reichswasserstraßenverwaltung, Wasserbaudirektion Münster, Kanalbauabteilung Essen, ausgeführt. Der größte Unterschied zwischen Ober- und Unterwasser beträgt 5,40 m, die Wassertiefe in der Schleusen-kammer 5,05 m. Die Schleuse hat drei von der G.H.H. ausgeführte Schiebetore in der gleichen Bauart wie die Rhein-Herne-Kanal-Schleusentore. Außer Ober- und Untertor ist nämlich noch ein Zwischentor vorhanden, das die Gesamtnutzlänge von 350 m in Nutzlängen von 180 m und 160 m unterteilt. Bei kurzen Schleppzügen tritt das Zwischentor mit einem der Außentore in Wirksamkeit, während bei langen Schleppzügen die beiden Außentore die Schleuse ab-

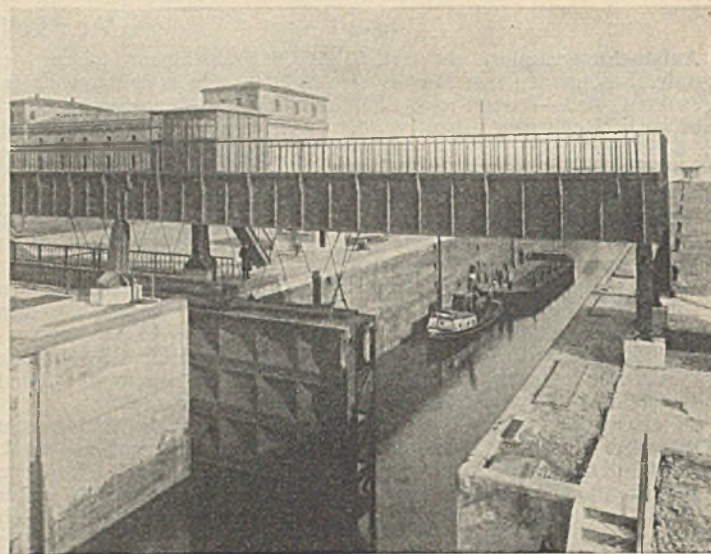


Abb. 2. Ruhrschleuse Mülheim-Raffelberg.

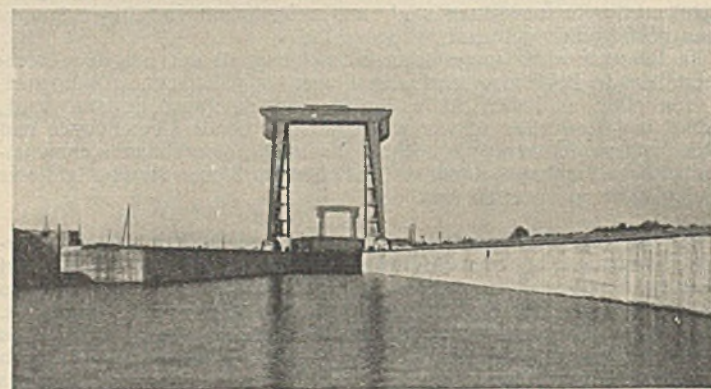


Abb. 3. Hubtore der Schleusen des Lippe-Seitenkanals.

schließen. — Das Stahlgewicht der drei Tore mit maschinellen Einrichtungen und Bedienungsbrücken beträgt 570 t.

Abb. 2 zeigt die Ruhrschleuse Mülheim-Raffelberg mit teilweise geöffnetem Schiebetor: Sie liegt in der Nähe des Solbades Raffelberg und ist durch die Schiffbarmachung der Ruhr von der Mündung in den Rhein bis nach Mülheim für Schiffe von 1000 t Tragfähigkeit und die damit erforderliche Einschaltung einer Gefällstufe bedingt. Ihre nutzbare Länge beträgt 135 m, die Sohlenbreite 13 m. Der größte Unterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser kann bei niedrigstem Rheinwasserstand 7,3 m ausmachen, die kleinste Wassertiefe in der Schleuse beträgt 4 m. Zum Abschluß der Schleuse dient am Oberhaupt ein Klapptor, am Unterhaupt ein Schiebetor mit Bedienungsbrücke.

Das Stahlgewicht beider 1926/27 von der G.H.H. für die Stadt Mülheim-Ruhr gelieferter Tore einschließlich der Antriebsmechanismen und der Bedienungsbrücke beträgt 170 t.

An dritter Stelle sei kurz über die ebenfalls von der G.H.H. 1926 bis 1929 für die vorerwähnte Behörde gelieferten Hubtore für die Schleusen des Lippe-Seitenkanals (Wesel—Datteln) berichtet, von denen Abb. 3 dasjenige der Schleuse bei Ahsen in hochgezogenem Zustande zeigt: Im ganzen hat der Kanal sechs Schleusen von 13 m lichter Weite mit Gefällstufen zwischen 4 und 9 m. Für die Schleusenverschlüsse sind in Rücksicht auf die Lage des Kanals im Bergsenkungsgebiet Hubtore gewählt worden, da man von solchen die geringsten Betriebsschwierigkeiten bei Schiefstellen erwarten darf. Eine Neuerung ist das Fehlen von Umlaufkanälen; das Füllen und Entleeren der Schleuse erfolgt durch Schütze in den Hubtoren. Die Tore werden in Hubgerüsten hochgewunden, wobei ihre Eigenlast durch Gegengewichte ausgeglichen ist.

Das Gewicht eines Hubtores mit maschineller Einrichtung, so wie es in den Seilen hängt, beträgt z. B. bei der Schleuse bei Datteln mit 8 m Gefällstufe 180 t für die Unterhaltung und 160 t für die Oberhaltung, das Gewicht eines Hubgerüstes etwa 240 t.

Die neue Flugzeughalle in Kiel-Voßbrook. Zu meinem in Heft 2 des „Stahlbau“ auf Seite 22 veröffentlichten Aufsatz habe ich noch nachzutragen, daß die architektonische Durchbildung der Halle in Händen von Herrn Stadtrat Dr.-Ing. Hahn in Kiel lag, während die gesamte Bauausführung durch das Städtische Tiefbauamt Kiel erfolgte. W. Schneider.

INHALT: Das Stahlskelett für den Umbau des Stadttheaters in Hamburg. — Nachwort zum Prozeß über den Kinosturz in der Mainzer Landstraße in Frankfurt am Main. — Einfluß der Gleislage und der Fliehkräfte auf die Fahrbahn stählerner Eisenbahnbrücken. — Baustoffwahl unter Berücksichtigung der Durchbiegung. — Verschiedenes: Aufstockungssteuer. — Stahl im Bürohausbau. — Stahlwasserbauten der Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G. II. — Die neue Flugzeughalle in Kiel-Voßbrook.