

DER STAHLBAU

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 ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau“ 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang

BERLIN, 6. April 1928

Heft 1

Zum Geleit!

„Neue Sachlichkeit“ ist ein schnell hingeworfenes Schlagwort. Wenn man es auf die Technik anwendet, so liegt hinter dem Schlagwort ein tiefer, uns Ingenieure und Architekten verpflichtender Sinn. Eigentlich glaubt man, Technik und Sachlichkeit wären so eng verbunden, daß eben Technik Sachlichkeit schlechthin sei. Der Eingeweihte ist anderer Ansicht. Auch in der Technik spielen Überlieferungen, festgewurzelte Vorurteile, Trägheit des Geistes, Mode, Interessengegensätze oft in Fragen eine Rolle, bei denen naturwissenschaftliche, technische und wirtschaftliche Gesetze allein entscheiden sollten. Daß gerade im Bauwesen die Überlieferung und Mode in Konstruktion und Kunst eine ungebührliche Rolle spielen, wissen heute schon viele. Unsere Vorfahren hatten noch wenig Kenntnisse von den Baustoffen. Jahrhundertlang mußten Erfahrungen auf Erfahrungen im Gedächtnis der Menschen gesammelt werden. Langsam nur konnten sie sich auswirken. Wir haben heute planmäßig die Eigenschaften der Baustoffe in wenigen Jahrzehnten so weit erforscht, daß wir nicht nur die von der Natur gebotenen gut kennen, daß wir auch neue Baustoffe zu den mannigfaltigsten Zwecken in den erforderlichen Mengen wirtschaftlich erzeugen können. Trotzdem sehen wir so oft noch Bauwerke um uns herum, deren Teile nicht aus den zweckmäßigsten Stoffen gewachsen sind, so daß Mißgestalten dastehen. Die Vorträge der wundervollen Baustoffschau lehrten, daß in vielen Gebieten der Technik bei der Auswahl der Baustoffe Sachlichkeit und Sachkenntnis mangeln, nicht am wenigsten im Bauwesen. Die Verwirrung in der Baukunst ist auch durch die Unsachlichkeit bei der Baustoffwahl angerichtet worden. Nur größte Sorgfalt und Einsicht bei der Behandlung der Baustoffe kann Wandel schaffen. In dem mitunterzeichneten Verlag erscheint im dritten Jahrzehnt die Zeitschrift „Beton u. Eisen“: Sie darf für sich das Verdienst in Anspruch nehmen, die Kenntnisse über die Betonbauweise in weite Kreise getragen zu haben.

„Der Stahlbau“ als Beilage und Sonderausgabe der „Bautechnik“ soll die Stahlbauweise pflegen. Deutschland hat im 19. und 20. Jahrhundert am Eisenhochbau, am Eisenbrückenbau, am Eisenwasserbau richtunggebend gearbeitet. Es sei nur an Männer wie Harkort, Schwedler, Gerber erinnert. Deutschland stand vor dem Kriege in der Stahlherzeugung an hervorragender Stelle in der Welt. In der Nachkriegszeit hat sich unsere stahlerzeugende Industrie nach schwerem Ringen wieder Geltung verschafft und ist wieder ein wesentlicher Bestandteil unserer Volkswirtschaft. Hervorragend eingerichtete Konstruktionswerkstätten, in denen hochwertige Arbeit geleistet wird, sind über das ganze Land verstreut. Die Vorbedingungen, überall da gute deutsche Stahlbauten hinzusetzen, wo sie hingehören, sind gegeben. Es gilt nur, die Kenntnis der Stahlbauweise zu verbreiten.

Der Name „Stahlbau“ wird der deutschen Fachwelt ungewohnt erscheinen. Er verdankt seine Wahl lediglich der Tatsache, daß wir auch in Deutschland schon seit Jahrzehnten nicht mehr mit Eisen, sondern mit Stahl bauen. Der Name „Der Stahlbau“ möge bekunden, daß es deutsche Männer waren, die als erste in der Welt in den 80er Jahren des vergangenen Jahrhunderts dem Stahl im Bauwesen Geltung verschafft haben; und schließlich möge dieser Name bekunden — und die Zeitschrift wird es auch durch ihre Arbeiten dartun —, daß das deutsche Bauwesen heute über Baustähle von gesteigerter Tragfähigkeit und Güte verfügt, die der Wirtschaftlichkeit und Form unserer Bauwerke neue Wege ebnen. Die Zeitschrift „Der Stahlbau“ will vorbildliche Stahlbauten aller Art in Wort und Bild darstellen. Sie will die Eigenart und Güte der Bauweise aufzeigen. Sie will aufklärend bei den Bauherren und Baumeistern wirken. Sie will Wissenschaft und Kunst des Stahlbaues fördern, nicht zuletzt auch die wirtschaftlichen Zusammenhänge, soweit sie für die vorgenannten Aufgaben von Bedeutung sind, behandeln.

Der Verlag und die Schriftleitung.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Messehalle Nr. 7 in Leipzig.

Von A. Hertwig, Berlin.

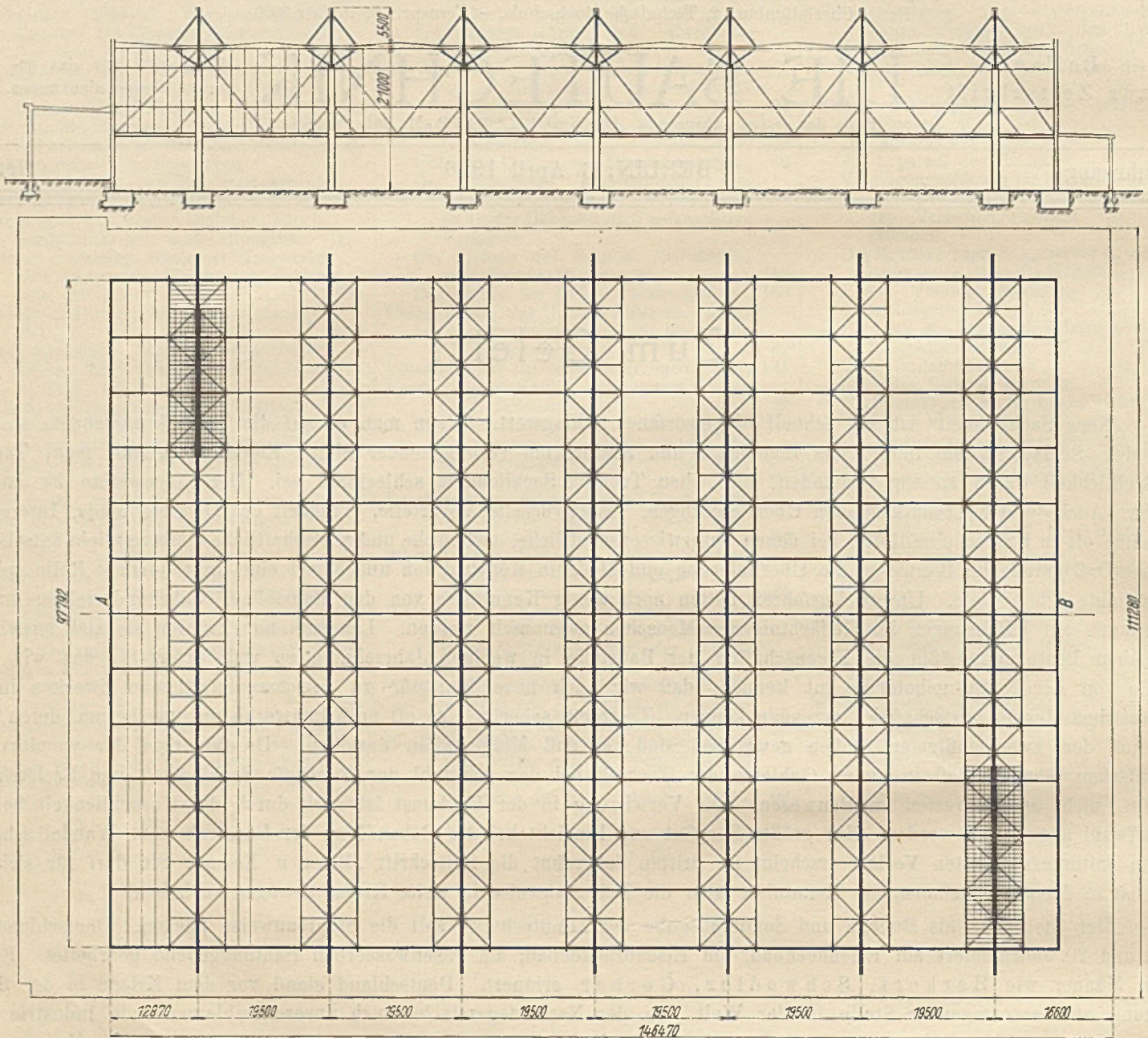


Abb. 1. Grundriß und Längsschnitt.

Es ist ein besonderer Glücksumstand, daß wir im ersten Heft des Stahlbaues die Messehalle 7 in Leipzig, ein Meisterwerk in Stahl, vorführen können. Das ganze Bauwerk ist schon vom Vorstandsmitglied der Messe und Ausstellungs-A.-G., Herrn Dipl.-Ing. E. Hoffmann, in der Deutschen Bauzeitung vom 3. März d. J. beschrieben worden. Wir werden hier, wie dort angekündigt wurde, die Stahlkonstruktionen darstellen.

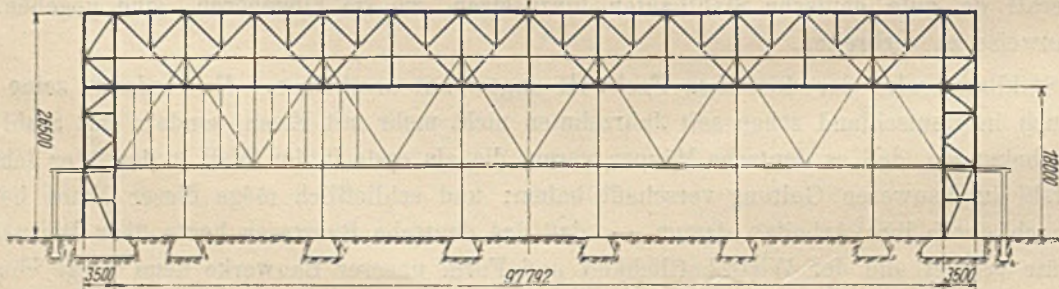


Abb. 2. Binder.

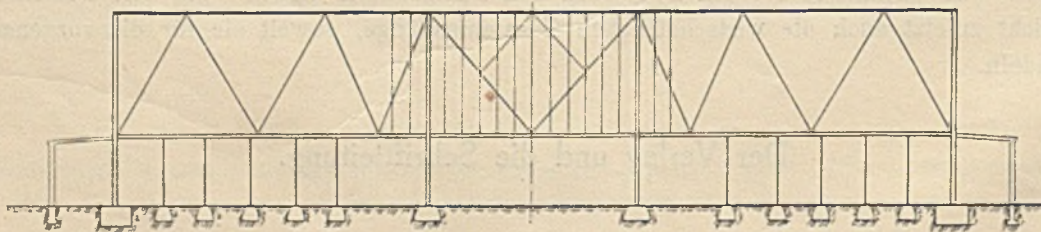


Abb. 3. Giebelwand.

Der Bauherr, die Messe und Ausstellungs-A.-G., wollte mit der Halle 7 den Ausstellern einen bedeutsamen Rahmen ihrer ausgestellten Gegenstände schaffen, der sie nicht erdrücken, sondern heben, zugleich aber bei den Besuchern einen unvergeßlichen Eindruck hinterlassen sollte. Mannigfache Vorentwürfe versuchten Lösungen der Aufgabe in Stahl und Eisenbeton, ohne zu befriedigen. Dann ist nach einer Idee des Herrn Hoffmann ein

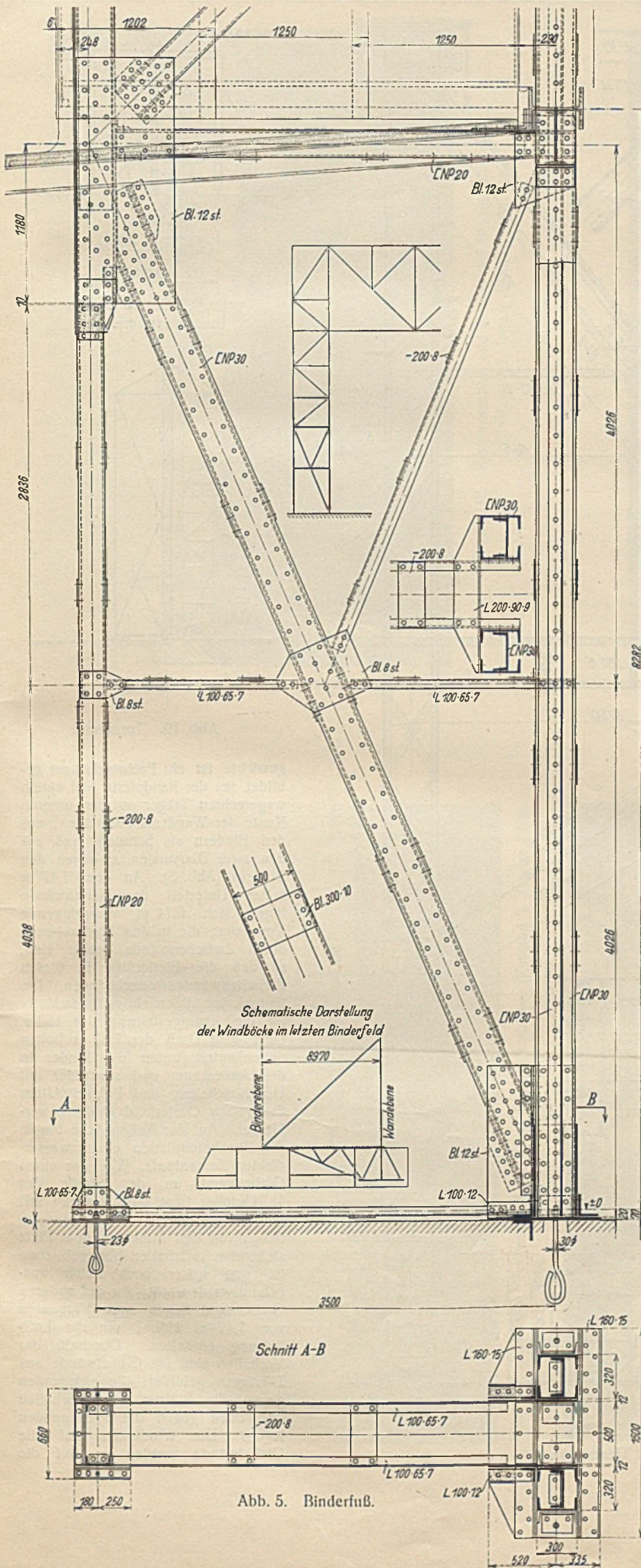


Abb. 5. Binderfuß.

Raum von einer Form und mit Maßen gestaltet worden, wie man es bisher in der Geschichte der Baukunst noch nicht versucht hat, und wohl auch noch nicht versuchen durfte.

Die Halle (Abb. 1) von $97,8 \times 138,58$ m Grundfläche und 21 m Höhe ist mit einer ebenen Decke ohne Zwischenstützen geschlossen, die unter einer Dachlast von 135 kg/m^2 , einer Schneelast von 75 kg/m^2 und einer Windlast von 125 kg/m^2 auf den Oberlichtern und Wänden durch Binder von ungefähr 100 m Spannweite und 19,5 m Abstand getragen wird.

Für die Ausführung des ganzen Bauwerkes standen $3\frac{1}{2}$ Wintermonate zwischen der Auftragserteilung und der Übergabe zur Verfügung.

Zunächst war zu prüfen, welcher Baustoff für die Tragkonstruktionen der geeignetste wäre. Mit Rücksicht auf die Jahreszeit, die Kürze der Bauzeit konnte die Wahl nur auf Stahl fallen, zumal die Vorentwürfe in Eisenbeton fast doppelt so große Baukosten erforderten. Die gewählte Hallenform wäre wohl in Eisenbeton kaum ausführbar gewesen.

Das bekannte Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. übernahm am 31. Oktober 1927 den Auftrag und hat das Verdienst an der schönen Durchbildung der Konstruktionen.

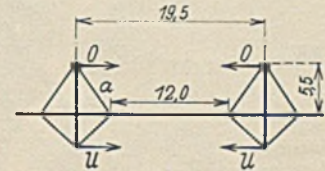


Abb. 4. Querversteifung.

Für die künstlerische und konstruktive Gestaltung des ganzen Bauwerkes wurde die Höhenlage der wagerechten Bindergurte zur Decke von ausschlaggebender Bedeutung (Abb. 4); der Binderobergurt liegt 5,5 m über der Decke im Außenraum, der Untergurt 3,0 m unter der Decke im Innenraum. Die Obergurte bilden die Firse der Raupenoberlichter und die Untergurte den Zusammenstoß zweier nach innen geneigter Glasflächen. Die äußeren Oberlichter haben eine kittlose Eindeckung aus Drahtglas auf Rinnensprossen, die inneren Oberlichter Kittverglasung auf \perp -Sprossen in 730 mm Entfernung (Abb. 7). In dem von Glas umschlossenen Raum liegt der Binder gegen Rostangriff geschützt und gut zugänglich. Schwitzwasserbildung am inneren Oberlicht ist nicht möglich. Diese 7,5 m breiten, herabhängenden inneren Oberlichte, deren sieben die Halle in der ganzen Breite durchziehen, bilden das Hauptmotiv der Innenarchitektur (Abb. 14). Zugleich gab die Höhenlage der Bindergurte zu den ohne Gelenk durchlaufenden Pfetten dem Konstrukteur eine geschickt ausgenutzte Aussteifungsmöglichkeit der gedrückten Obergurte (Abb. 4). Die Komponenten der Obergurt- und Untergurtspannkraften wirken auf die Pfetten mit entgegengesetzten Biegemomenten, so daß die 19,5 m freitragenden Pfetten an der gefährlichsten Stelle nur eine Zusatzbeanspruchung von 410 kg/m^2 erhalten. An der Anschlußstelle der Streben *a* an die Binderobergurte werden nur wagerechte Kräfte übertragen. Die Binder selbst sind Zweigelenrechteckrahmen (Abb. 2) mit 8,29 m Trägerhöhe im Wagerechten und 3,5 m Höhe in den senkrechten Teilen, die größten Stabkräfte betragen 444 m Zug und 488 t Druck. Ihre größten Querschnitte bestehen aus zwei \square NP. Nr. 30 mit Beilagen; ihr Werkstoff ist St 48, während sonst überall St 37 verwendet ist.

Auf den Blechträgerpfetten (Abb. 4 u. 7) in 8 m Abstand, deren Obergurt die für die Entwässerung der Dachhaut erforderliche Steigung besitzt, liegen Walzträgersparren in 1,9 m Abstand, die ihrerseits zwischen den Oberlichtstreifen Bimsbetonplatten (Stegementdielen) tragen. Am Rande der Oberlichter liegen Rinnen mit Längsgefälle (Abb. 7) von der Mittelachse des Gebäudes nach den beiden Seitenwänden zur Entwässerung des Daches. Die Längsseiten der Halle werden auf der Innenseite der Binder bis auf Streifen von 7,47 m Höhe über dem Boden durch fensterlose Wände aus besonders leichten, doppelten Bimsbetonplatten abgeschlossen. Für die Aufnahme der Wand-

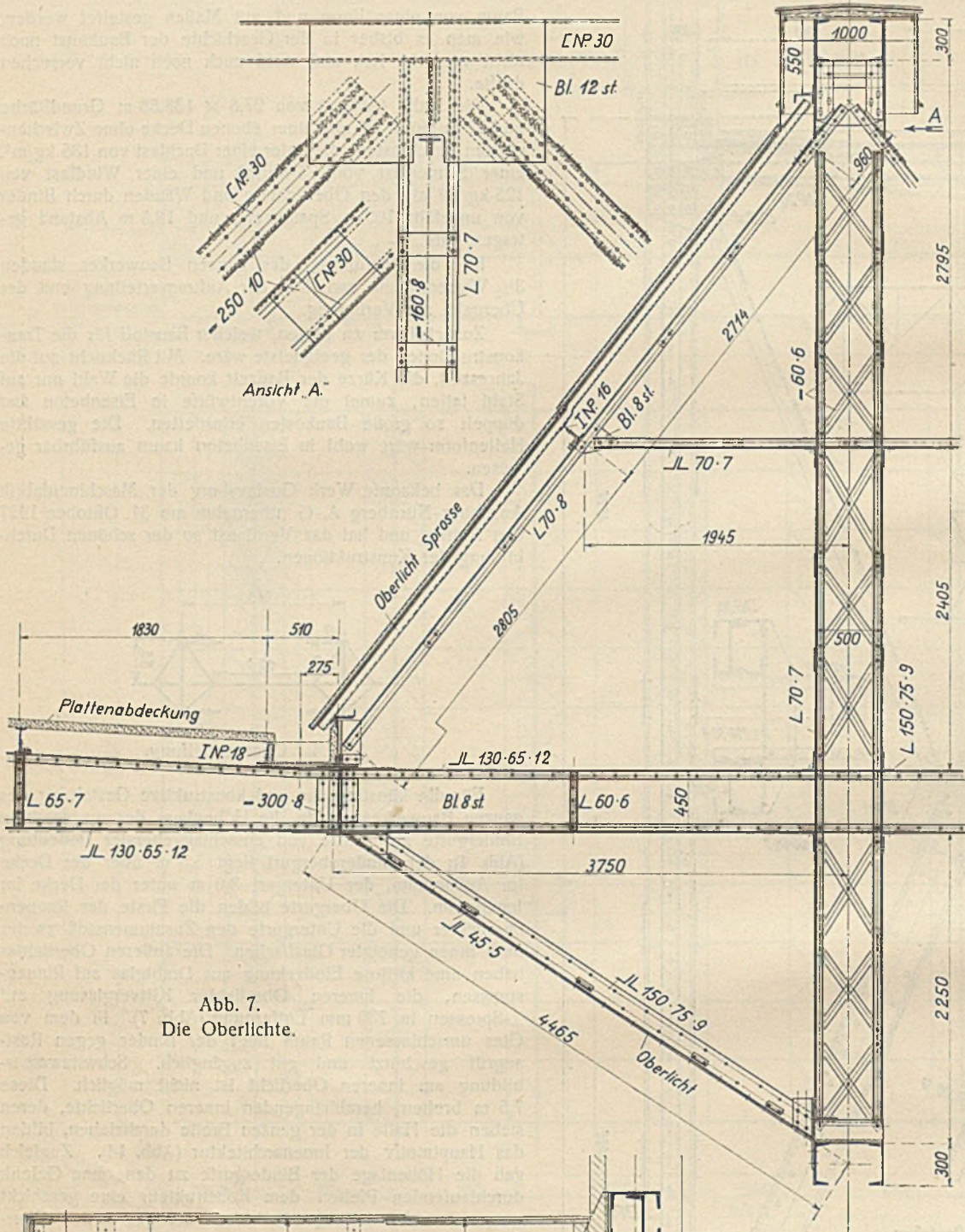


Abb. 7. Die Oberlichte.



Abb. 6. Verkleidung des Binders.

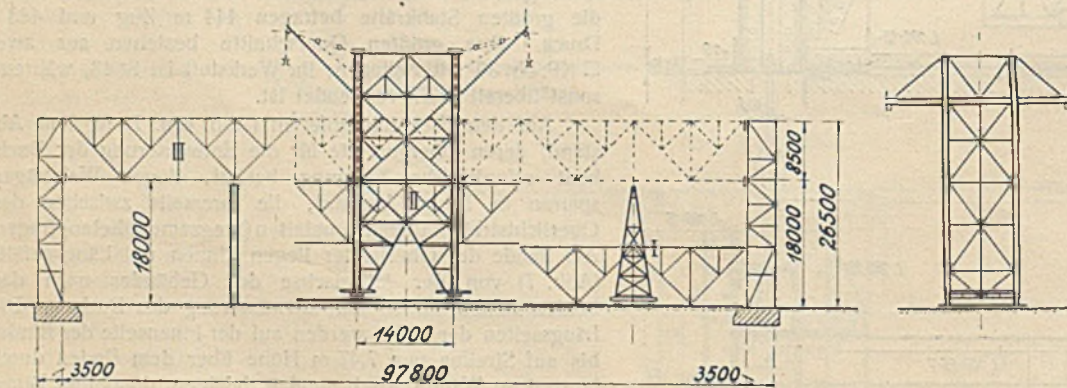


Abb. 8. Aufstellung der Binder mit Gerüstkran.

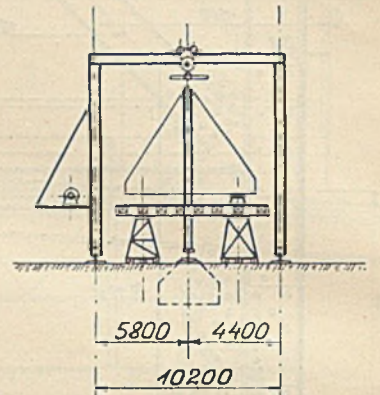


Abb. 9. Gerüst für den Binderzusammenbau.

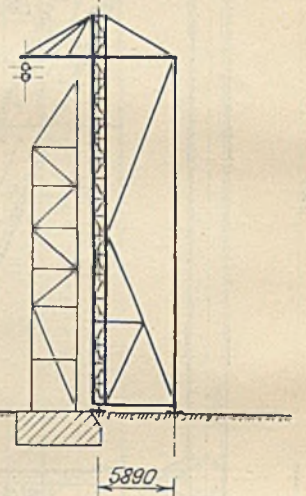


Abb. 10. Turmkran.

gewichte ist ein Fachwerkträger gebildet aus der Randpfette und einem wagerechten Träger an der unteren Kante der Wand als Gurtungen, aus den Bindern als Ständern und aus den zwei Diagonalen zwischen den Bindern (Abb. 3). An dem 7,47 m hohen Unterteil der Seitenwände legen sich 6,74 m vorspringende Vorbauten, die in den Binderebenen durch Zwischenwände geteilt sind, so daß die Binderfüße in diesen Zwischenwänden verschwinden. Die Seitenkojen bilden ein weiteres Motiv für die Raumgestaltung der Halle. Über dem Dach der 7,47 m hohen Seitenbauten treten die Binder in den Außenraum und sind hier mit Holzverschalung und Fulguritplatten der Firma Oesterheld (Abb. 6) verkleidet. Auf der Außenfläche tragen die Bimsbetonplatten einen wasserdichten Zementputz. Vor der einen Giebelwand an der Straße des 18. Oktober liegt eine Vorhalle mit den Haupteingängen, die im wesentlichen von den früher an dem Platz stehenden Holzhallen übriggeblieben ist und später noch weiter ausgebaut werden soll. An der anderen Giebelwand liegen noch Vorbauten von 7,47 m Höhe, die die Luftheizung enthalten. Oberhalb der Vorhallen sind die Giebelwände aus I-Trägern gebildet, die sich unten gegen die Stützen der Vorhallen und oben gegen die Pfettenenden legen. Die Windkräfte auf die Giebelwände werden so auf die

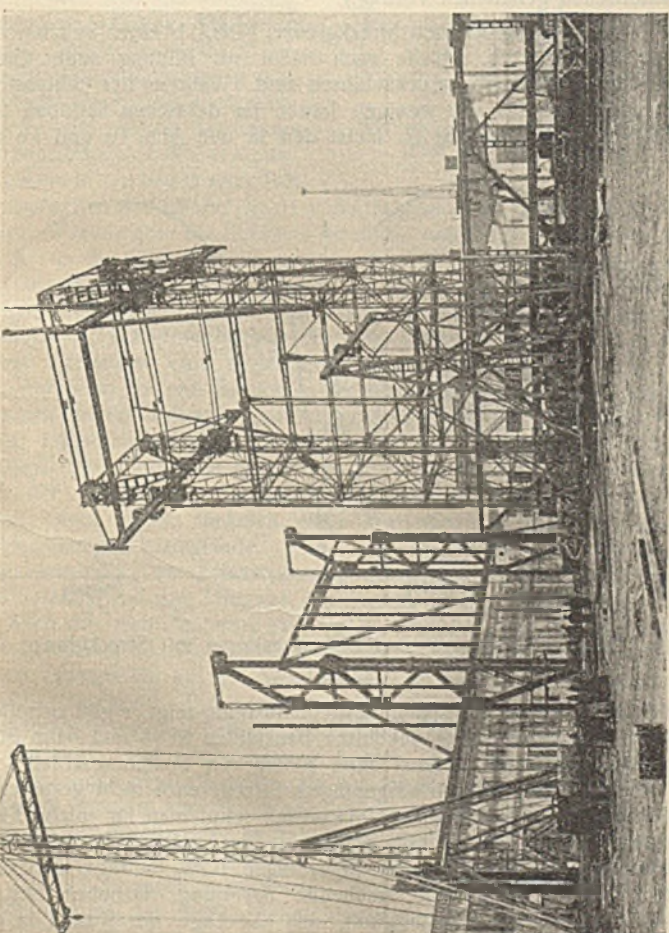


Abb. 11. Gerüstkran, Turmkran, Aufstellung der Binderstützen (Zustand 3. Januar 1928).

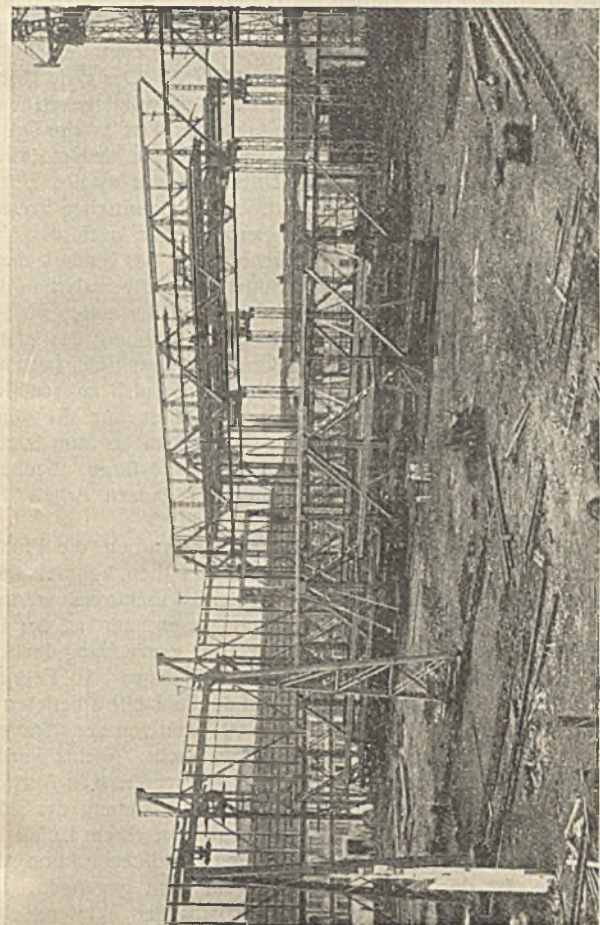


Abb. 12. Zusammenbau und Heben der Binderdrittel (Zustand 17. Januar 1928).

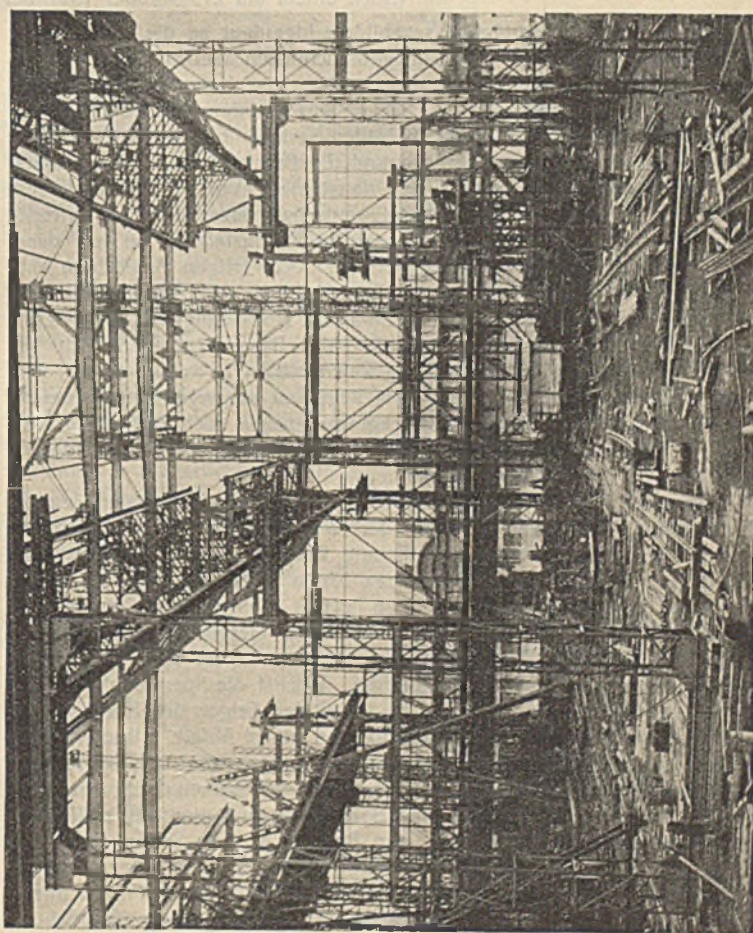


Abb. 13. Einbau der Oberlichte (Zustand 10. Februar 1928).

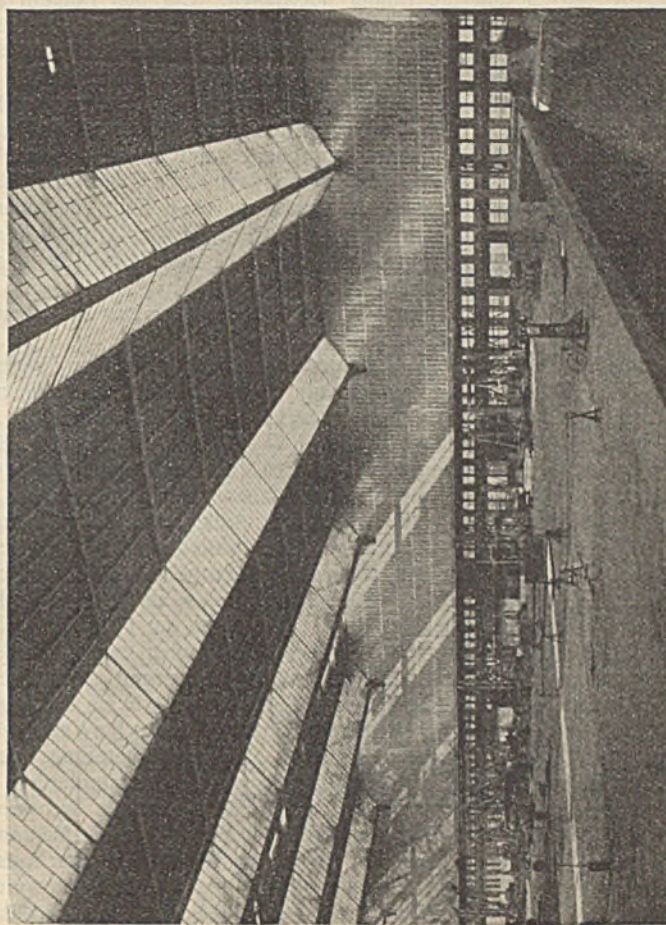


Abb. 14. Einblick in die Halle (Zustand 20. Februar 1928).

Vorhallenstützen und die Binder übertragen. Um den Bindern auf die rund 100 m betragenden Stützweite Steifigkeit gegen die Windkräfte zu geben, liegen innerhalb der Oberlichter 7,5 m breite Fachwerkträger in der Deckenebene mit gekreuzten Diagonalen. Die Auflagerkräfte dieser Windverbände werden von den in den Längsebenen eingespannten Binderfüßen und Diagonalverbänden in jeder Längswandebene zwischen dem letzten Binder und der rückseitigen Giebelwand aufgenommen (Abb. 5). Diese Längsversteifungen liegen nur an dem einen Ende des Gebäudes, um keine Temperaturspannungen durch die ohne Fuge durchlaufenden Pfetten zu erzeugen. Den Wind auf die Längswände leiten natürlich die Binder in die Binderfundamente. Die Temperatureinflüsse auf die Zweigelenkbinder sind sehr gering.

Die Gliederung der ganzen Stahlkonstruktion zur Aufnahme aller Kräfte ist eine sehr klare und einfache.

Nun sei noch auf einige bemerkenswerte Einzelheiten hingewiesen. Aus der Abb. 5 ist die Ausbildung der Binderfüße zu ersehen. Die Gurtungen bestehen, wie schon gesagt, aus zwei \square -Profilen Nr. 30 mit Beilagen, die Füllungsstäbe aus zwei \square -Profilen Nr. 20 bis Nr. 30. Die Binderauflager sind einfache Blechplatten, die auf dem Betonfundament aufliegen mit Verankerungen aus Rundstäben. Der Schnitt in der Abb. 6 zeigt die Verkeidung der Binderstütze im Außenraum durch Holzrahmen, Holzschalung und Fulguritplatten. Die Ausbildung der äußeren und inneren Oberlichter ist aus der Abb. 7 ersichtlich. Das Gewicht der äußeren Glasdecke wird durch die Rinnensprossen am Fuß auf die Pfetten, die von Binder bis Binder frei liegen, übertragen am First auf die Binder. Die vom Binderobergurt zum Rinnenrand laufenden zwei \perp -Profile 70/8 dienen nur zur Abstiefung des Binderobergurtes gegen Ausknicken. Sie bilden keine Zwischenunterstützung der Pfetten, weil sie am Binderobergurt mit länglichen Löchern so angeschlossen sind, daß senkrechte Verschiebungen gegen den Binderobergurt möglich sind. Weitere Erläuterungen sind zu den klaren und einfachen Konstruktionen wohl nicht erforderlich.

Die gesamte Stahlkonstruktion wiegt 1800 t ohne die Sprossen. Eine Hauptaufgabe war die Aufstellung innerhalb sieben Wochen. Man entschloß sich zu einem Zusammenbau der Binder am Boden und einer Aufstellung durch einen verschiebbaren Gerüstkran (Abb. 8 u. 9). Zunächst wurden mit Hilfe eines Turmkranes (Abb. 10) die Binderfüße als Stützen in den Längswänden aufgestellt und durch die Fachwerke der Längswände gegen-

einander abgesteift. Inzwischen wurden am Boden die wagerechten Binder in drei Teilen aus je vier Feldern bestehend auf einem Baugerüst mit Hilfe eines Portalkranes zusammengebaut (Abb. 9). Das Heben der Binderdrittel besorgte der schon genannte Gerüstkran (Abb. 8). Das erste Drittel wurde mit dem einen Ende auf die Stütze in der Längswand gesetzt, mit dem anderen Ende auf eine provisorische Portalstütze. Das zweite Drittel schloß man an das Ende des ersten an und setzte es am anderen Ende ebenfalls auf eine Portalstütze, das letzte Drittel an das zweite Drittel und auf die Stütze in der zweiten Längswand. Mit hydraulischen Pressen wurden die Gurte ausgerichtet, so daß der ganze Binder nach der Vernietung eine Überhöhung besaß, die der Durchbiegung des Binders durch die Dach- und Nutzlast entsprach. Der Gerüstkran wanderte zwischen den ersten beiden Bindern vorwärts und hob die drei Drittel des ersten Binders und die zwei ersten Drittel des zweiten Binders. Die Öffnung des letzten Drittels mußte frei bleiben, um den Gerüstkran aus dem Feld zwischen dem Binder 1 und 2 in das zwischen dem Binder 2 und 3 zu schaffen. Unter dem angehobenen Gerüstkran können die Rollen für die Querbewegung um 90° gedreht werden. So kann der Aufbau bis zum letzten Binder fortgesetzt werden. Zum Schluß wird der Gerüstkran abgebaut. Ein einziger Binder wurde zur Beschleunigung der ganzen Arbeit von festen Rüstungen aus aufgestellt.

Mit den beiden Schwenkkranen am Gerüstkran wurden die Pfetten eingebaut. Obwohl die Binder ziemliche Überhöhung haben, konnten doch die durchlaufenden Pfetten gleich fest an die Binder angeschlossen werden, da sie bei ihrer großen Länge nachgiebig genug waren, um bei der Belastung der Binder die Bewegung mitzumachen. Der ganze Gang der Aufstellung ist in den Bauaufnahmen vom 3. Januar, 17. Januar, 10. Februar, und 20. Februar (Abb. 11 bis 14) zu verfolgen. Auf der Baustelle arbeiteten an der Stahlkonstruktion bis zu 330 Mann, darunter 60 Mann von der ständigen Belegschaft der M. A. N., in zwei Schichten Tag und Nacht. Nachts wurden die Materialien herangeschafft und genietet, tags die schwierigen Aufstellarbeiten mit Hilfe der Hebezeuge vorgenommen. Die Nietung der Stöße erfolgte von fliegenden Rüstungen aus. Abgesehen von einem Unfall bei der Plattenverlegung, der mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion also nichts zu tun hatte, ist der ganze Bau glatt vonstatten gegangen. Die M. A. N. hat mit der Aufstellung der 1800 t in sieben Winterwochen eine Rekordleistung vollbracht.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für den Konstrukteur.

Von Prof. Dr.-Ing. Kulka, Hannover.

(Nach einem am 27. Oktober 1927 bei der Werkstoffschau gehaltenen Vortrag.)

Während der wissenschaftlich gebildete Ingenieur an die Feststellung der Streckgrenze der im Stahlbau gebräuchlichen Werkstoffe ganz bestimmte Erwartungen knüpft, wird von den Eisenhüttenleuten vielfach eingewendet, daß die Streckgrenze wegen ihrer labilen Lage keinen Gütemaßstab für den Konstruktionsstahl bilden könne. Früher bildeten auch zur Hauptsache nur die Bruchgrenze und die Bruchdehnung die charakteristischen Abnahmeeigenschaften der Baustähle. Vor etwa fünf Jahren ging aber die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft dazu über, die Streckgrenze der Baustähle zunächst probeweise festzustellen, um sie dann schließlich als Abnahmebedingung bei den hochwertigen Baustählen einzuführen. Mit dem Fortschritt der Theorie war auch erkannt worden, daß für die Weiterentwicklung im Stahlbau die Notwendigkeit der besseren Kenntnis der spezifischen Eigenschaften des Baustoffes unerläßlich ist. Dabei offenbarte sich allerdings eine Reichhaltigkeit, welche zeigte, daß das gesteckte Ziel noch weit vor uns liegt und nur schrittweise erreicht werden kann. Besonders die Streckgrenze zeigte sich dabei als eine Größe, welche wohl theoretisch definiert, aber praktisch oft nicht eindeutig festgestellt werden kann.

Über das Wesen der Streckgrenze liegt gerade aus den letzten Jahren eine Reihe von Arbeiten der Wissenschaft vor. Bekanntlich wachsen bei einem Zerreißeversuch mit Baustahl die Dehnungen und Spannungen zunächst in einem nahezu festen Verhältnis, welches durch eine sich bei höheren Belastungen etwas abbiegende Gerade gekennzeichnet ist. Das sich hieraus ergebende Gesetz (Hooke) der Proportionalität zwischen Dehnung und Spannung ist für die Theorie des Stahlbaues von grundlegender Bedeutung. Wächst die Spannung (Abb. 1a) über einen bestimmten Betrag σ , so zeigt der Zeiger des Kraftmessers plötzlich einen Stillstand und darauf folgend einen Abfall, mitunter auch, wie Abb. 1b darstellt, ein unsicheres Schwanken, als ob plötzlich ein Labilitätszustand eingetreten wäre. Erst nach dem Absinken der Spannungen auf einen Betrag u tritt wieder eine Beruhigung und ein stetiger Verlauf der Spannungsdehnungskurve bis zum Bruch ein. Die Spannung σ , bei welcher der labile Zustand eintritt, heißt obere, die Spannung u untere Streckgrenze. Die neue Forschung nimmt an, daß dieser Prozeß durch Verschiebungen der kleinsten Kristalle nach Überwindung der Schubspannungen in den Gleitflächen eintritt. Abb. 1a kennzeichnet einen Bau-

stoff mit einer ausgesprochenen Streckgrenze, Abb. 1b einen solchen mit mehreren Streckgrenzen, welche nach Nádai auf Bildung neuer Gleit-schichten im Versuchsstab zurückzuführen sind. Während der kohlenstoffarme Baustahl, der bis vor wenigen Jahren im deutschen Stahlbau fast ausschließlich verwendete St 37, meist den in den Abb. 1a und 1b ge-

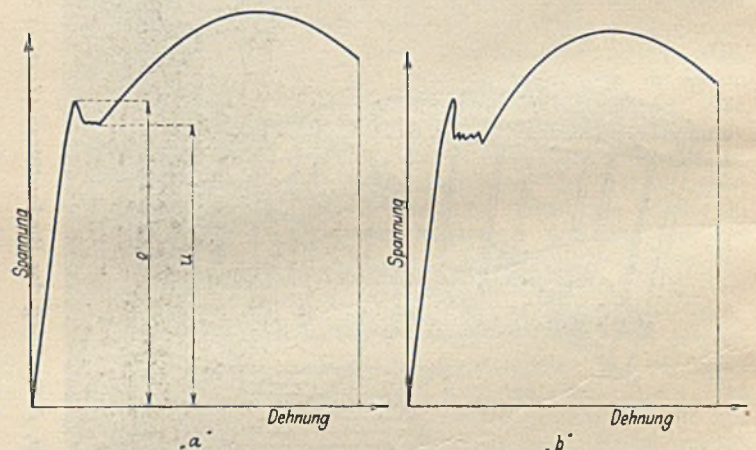


Abb. 1a u. b. Spannungs- und Dehnungskurve mit Streckgrenze.

kennzeichneten Verlauf der Spannungsdehnungslinie zeigt, ergibt sich nicht selten bei den neuen höher gekohlten Baustählen St 48 und beim St Si ein vollständig stetiger Verlauf ohne plötzlichen Spannungsabfall, wo mithin von einer physikalisch ausgeprägten Streckgrenze nicht gesprochen werden kann. Für die Abnahme-Vorschriften schuf man für solche Fälle die sogen. Dehngrenze, eine Spannung, bei welcher die bleibende Formänderung nach Rückgang der Belastungen 0,2% beträgt, also eine willkürliche, auf Übereinkunft beruhende Spannung. Daneben besteht aber noch die weitere Schwierigkeit, daß die Lage des Knicks in der Spannungsdehnungslinie, ebenso auch die Lage der sogen. Dehngrenze 0,2

leicht zu beeinflussen sind, namentlich durch die Belastungsgeschwindigkeit und die Form der Einspannenden des Probestabes. Diese Einflüsse können ganz verschieden hohe Lagen der oberen Streckgrenze ergeben. Nach einer neueren Untersuchung von Dr. Schulz lassen sich diese beiden, die Lage der oberen Streckgrenze beeinflussenden Faktoren, namentlich die Belastungsgeschwindigkeit, experimentell erfassen. Von größerer Bedeutung ist aber die Erscheinung, daß gewisse Vorbehandlungen des Materials, besonders das Kaltrecken und verschiedenartige Wärmebehandlung beim Walzen, bei Stählen von gleicher chemischer Beschaffenheit verschieden hohe Streckgrenzen verursachen können. Die Kaltreckung des Stahls ist gleichbedeutend mit einer vorausgegangen Belastung über die ursprüngliche Streckgrenze hinaus, und die dadurch eintretende Erhöhung der Streckgrenze bestätigt das bereits von Bauschinger gefundene Gesetz, welches besagt, daß durch Streckung des Baustoffes die Streckgrenze bis zur Streckbelastung gehoben wird. Die zur Feststellung der Streckgrenze dienenden Probestäbe müssen mithin mit größter Vorsicht bearbeitet sein. Aber auch dann ist man vor falschen Ergebnissen noch nicht sicher, da auch die Walzbehandlung des Baustoffes eine Rolle spielt. Mithin scheint es, als ob die Streckgrenze infolge ihrer Abhängigkeit von verschiedenen Vorgängen als Wertmesser nicht betrachtet werden könnte. Sie spielt aber als Berechnungsgrundlage eine bedeutsame Rolle. In unseren Stahlbauten, namentlich Brückenbanten werden die Bauglieder in den seltensten Fällen mit gleichbleibender Kraft beansprucht, vielmehr tritt sehr oft eine ständige Be- und Entlastung z. B. in den Füllungsstäben von Fachwerkbrücken, oft auch in den Gurtungen ein, manchmal sogar so, daß sich Druckkräfte in Zugkräfte umwandeln und umgekehrt. Würde man in solchen Fällen die zulässige Beanspruchung von der Bruchgrenze abhängig machen, so könnten schwere Enttäuschungen nicht ausbleiben.

Äußert sich die wechselnde Stabkraft eines Baugliedes stets mit gleichen Vorzeichen, dann spielt sich ein Vorgang nach Abb. 2 ab (vergl. Bleich: Theorie und Berechnung eiserner Brücken), und die Erstbelastung erfolgt nach der Spannungsdehnungskurve ab , wobei b genügend hoch über der Streckgrenze liegen soll. Bei der nächsten Belastung verläuft die Spannungsdehnungskurve nach $b'c$. Der elastische Anteil ist hier wesentlich größer, und der Rückgang erfolgt rein elastisch (Briksches Gesetz). Würde der in Abb. 2 dargestellte Belastungsvorgang weiter fortgesetzt, so entstehen nacheinander die neuen Spannungsdehnungslinien $c'd, d'e$ usw., wobei jedesmal ein bestimmter Teil des plastischen Arbeitsvermögens verbraucht wird, bis schließlich der Bruch erfolgt. Würden aber die Punkte bcd und e unter der Streckgrenze liegen, d. h. würde der Stab über die ursprüngliche Elastizitätsgrenze hinaus, aber nicht bis zur Streckgrenze belastet, so würde sich die Elastizitätsgrenze bis zur Streckgrenze heben. Ein Bruch könnte dann nie erfolgen. Die Streckgrenze ist also der höchste Wert der Elastizitätsgrenze und spielt als solcher Grenzwert eine bedeutsame Rolle. Da nun, wie z. B. Moser sagt, nur beim ersten Erreichen der Elastizitätsgrenze kleine bleibende Formänderungen auftreten, so ist es ganz gleichgültig, ob die Streckgrenze künstlich gehoben ist oder nicht. Die vollkommene Elastizität innerhalb einer künstlich gehobenen Elastizitätsgrenze behütet den Stab auch bei wiederholter Belastung vor dem Dauerbruch. Die Streckgrenze bildet mithin förmlich einen Wall um den empfindlichen Kern der Spannungsdehnungslinie. Nur eine unnatürlich hohe Streckgrenze (etwa über 80% der Bruchspannung) könnte bei gleichzeitig geringer Bruchdehnung auf die Zähigkeit des Stahles ungünstig wirken.

Auch die mathematische Fassung des Problems der Wechselbelastung durch Launhardt und Weyrauch auf Grund der älteren Wöhlerschen Gesetze kommt zwangsläufig auf die Streckgrenze, als auf eine für die Berechnung wichtige Grenzzahl. Den Lastwirkungen mit wechselndem Vorzeichen ist in den Berechnungsvorschriften mit Recht erhöhte Aufmerksamkeit geschenkt. Das bekannte Wöhlersche Gesetz besagt, daß der Bruch eines Stabes nicht nur durch eine einmalige, die Bruchfestigkeit überschreitende Beanspruchung, sondern auch durch wiederholte Schwingungen in der Belastung innerhalb der Bruchgrenze herbeigeführt werden kann. Die Differenz der Spannungen, welche die Schwingungen eingrenzen, ist für die Zerstörung des Zusammenhanges maßgebend. Man kann dann für jede Art von Schwingung aus der Bruchfestigkeit eine neue Festigkeit berechnen, welche für die betreffenden Schwingungen an Stelle der Bruchfestigkeit tritt.

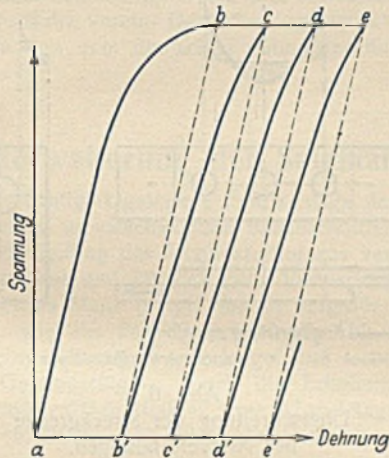


Abb. 2. Wechselnde Belastung über die Streckgrenze.

Diese neue stellvertretende Festigkeit heißt Arbeitsfestigkeit und läßt sich ausdrücken durch die Beziehung:

$$\sigma_{\alpha} = \frac{2}{3} \sigma_{\beta} \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right).$$

Hierbei ist das +-Zeichen im Falle gleichsinniger Belastung und das --Zeichen im Falle wechselnder Belastung einzuführen. Bei $S_{\min} = 0$ wird

$$\sigma_{\alpha} = \frac{2}{3} \sigma_{\beta} = \sim \text{Streckgrenze} \quad (67\% \text{ der Bruchspannung})$$

als ungünstigster kleinster Wert der Arbeitsfestigkeit. In die Frage der Schwingungsfestigkeit wurde durch die Bauschingerschen Gesetze größere Klarheit gebracht. Bauschinger unterscheidet streng zwischen den Schwingungen in einem Sinne und solchen im entgegengesetzten Sinne. Bei Schwingungen in einem Sinne könnte auch eine künstlich gehobene Streckgrenze nicht schädlich werden, da die Elastizitätsgrenze ebenfalls gehoben wird. Dagegen wird die Elastizitätsgrenze bei Schwingungen in entgegengesetztem Sinne bei entgegengesetzter Belastung wieder herabgemindert und kann höchstens wieder auf einen Betrag gehoben werden, welcher erheblich unter der ursprünglichen Elastizitätsgrenze liegt. Beanspruchungen in entgegengesetztem Sinne können daher nicht von der Streckgrenze, sondern von der sogenannten Schwingungsfestigkeit abhängig gemacht werden.

Eine ganz besonders wichtige Rolle spielt die Streckgrenze beim Knickproblem, dem Problem, welches dem Konstrukteur die größten Sorgen bereitet, und welches mitunter bereits gefährliche Auswirkungen zeitigt hat. Das Knicken eines auf Druck beanspruchten Stabes ist dadurch gekennzeichnet, daß der Stab nach Überschreitung einer bestimmten Belastung aus einem stabilen in einen labilen Zustand übergeht und zerknickt. Dieser Übergang ist das Kennzeichen des Knickvorganges, bei welchem die Einflüsse einer Belastung plötzlich viel stärker wachsen als die Last selbst, und für welchen die Beachtung der tatsächlichen elastischen

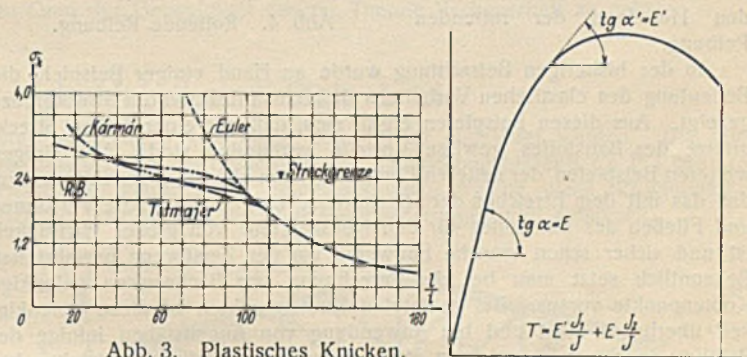


Abb. 3. Plastisches Knicken.

Eigenschaften des Baustoffes viel wichtiger ist als die reinen Normalbeanspruchungen. Auf rein mathematischem Wege hat Euler bereits 1744 seine bekannte, in Abb. 3 als Hyperbel gekennzeichnete Knickformel aufgestellt. Diese beruht auf einem festen, unveränderten Elastizitätsmaß E und ist aus diesem Grunde auch nur so lange gültig, als die Spannungen innerhalb der Proportionalitätsgrenze bleiben. Später hat Tetmajer durch seine bekannten Versuche wesentlich zur Erkenntnis der Vorgänge im unelastischen Knickbereich beigetragen. Die Versuche Müller-Breslaus, Kármáns und des Deutschen Eisenbau-Verbandes haben diese Erkenntnisse weiter vertieft. Aus diesen Arbeiten geht klar hervor, daß eine rein wissenschaftliche Beurteilung der Knicktheorie ohne Berücksichtigung der elastischen Eigenschaften des Baustoffes unmöglich ist. Wiederum spielt die Streckgrenze eine wichtige Rolle. Während bis zur Proportionalitätsgrenze das Eulersche Gesetz gilt, muß beim Überschreiten dieser Grenze mit einem veränderlichen Elastizitätsmodul E' gerechnet werden. Da aber für den Knickfall E wie E' von Einfluß sind, kann nach Engeßer und Kármán der Vorgang im unelastischen Bereich durch einen sogenannten Knickmodul

$$T = E' \frac{J_1}{J} + E \frac{J_2}{J}$$

berücksichtigt werden, der, wie die Formel zeigt, auch eine Funktion der Querschnittsform ist. Die Knickformel lautet für diesen Fall:

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 \cdot T}{\left(\frac{l}{i} \right)^2}$$

Auf Grund der Erkenntnisse der neueren Versuche des Deutschen Eisenbau-Verbandes ist in den Berechnungsvorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Bereiche:

$$\frac{l}{i} = 0 - 60$$

1) Grüning führt für die Bezeichnung Streckgrenze die durchaus zweckmäßige Bezeichnung „Streckspannung“ ein.

die Streckgrenze als jene Größe angenommen, auf welche die zulässige Beanspruchung des Materials bezogen wird. Damit kommt die Bedeutung der Streckgrenze auch für das Knickproblem zum Ausdruck.

Ein anderes Beispiel für die Bedeutung der Streckgrenze aus dem Gebiet des Stahlbaues bietet das Problem der rollenden Reibung: namentlich bei beweglichen Brückenlagern, Pylonen von Hängebrücken und bei Rollen von Wasserbauten. Die Vorgänge, die sich beim Abrollen einer Walze auf einer ebenen Unterlage abspielen, sind durch Hertz genauer untersucht worden. Aber wie die ältere Knickformel im Bereich der plastischen Verformung versagt, zeigt auch die von Hertz aufgestellte Formel keine gute Übereinstimmung mehr mit der Wirklichkeit, sobald die plastische Zone erreicht ist. Die verschiedenartige elastische und plastische Verformung des Stahles hat Prof. Dumas²⁾ dazu benutzt, um eine befriedigende und durch Versuche bestätigte Erklärung der rollenden Reibung zu geben. Abb. 4 zeigt eine rollende Walze, an deren Berührungsstellen mit der ebenen Unterlage sehr große spezifische Drücke entstehen, welche über die Elastizitätsgrenze hinausgehen sollen. Da bei der Entlastung stets nur die elastischen Formänderungen zurückgehen, so ist bei der angezeigten Drehrichtung im linken Teil die Lage der resultierenden Auflagerkraft A nicht symmetrisch zur Lage A' im rechten Teil, da dort eine plastische Verformung stattfindet. Die Verschiebung der Resultierenden um das Maß e kennzeichnet u. a. den Hebelarm der rollenden Reibung.

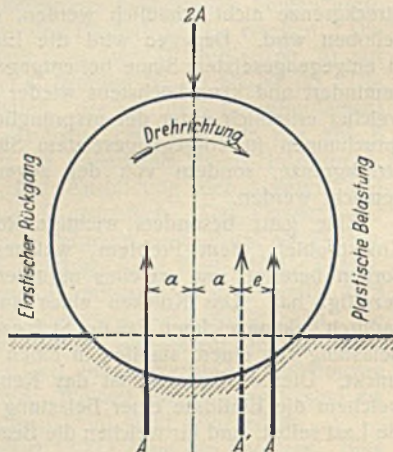


Abb. 4. Rollende Reibung.

In der bisherigen Betrachtung wurde an Hand einiger Beispiele die Bedeutung des elastischen Verhaltens des Baustoffes und der Streckgrenze gezeigt. Aus diesen Beispielen ergibt sich, daß mit einer hohen Streckgrenze des Baustoffes gewisse Vorteile verbunden sind. Mit einigen weiteren Beispielen der neueren Forschung kann aber auch gezeigt werden, daß das mit dem Erreichen der Streckgrenze eintretende rasche Verformen und Fließen des Baustoffes für den Konstrukteur von großer Wichtigkeit ist und sicher schon manche Bauwerke vor der Zerstörung bewahrt hat. Bekanntlich setzt man bei der Berechnung von Fachwerken gelenkige Knotenpunkte voraus. Bei genieteten Knotenpunkten ist diese Gelenkigkeit überhaupt nicht und bei Anwendung von Augenstäben infolge der Reibung auch nur in geringem Maße vorhanden. Dadurch entstehen bei der Verformung der Fachwerke Nebenspannungen, deren Bedeutung für die Sicherheit unserer Bauwerke früher vielfach überschätzt wurde. Aus Abb. 5 geht hervor, daß die Gurtungen eines parallel begrenzten Fach-

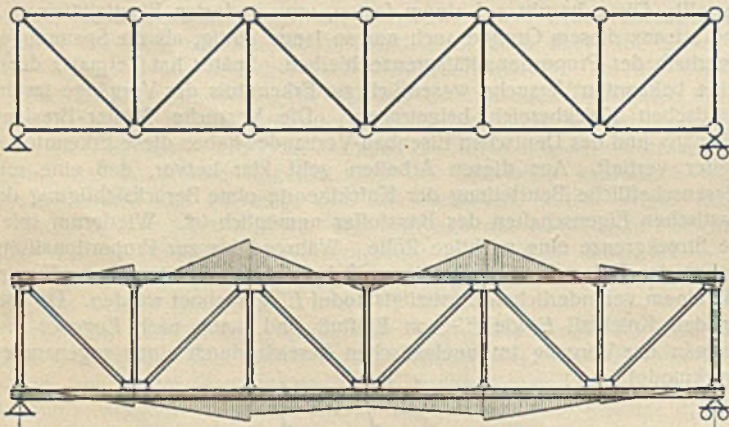


Abb. 5. Fachwerknebenspannungen.

werkes infolge der steifen Knotenpunktverbindung kontinuierliche Träger bilden, in welchen bei der Verformung des Fachwerkes Biegebungsbeanspruchungen auftreten, die manchmal 30%, 40% und mehr der Normalbeanspruchungen durch die Hauptkräfte betragen. Bei zweifacher Sicherheit könnte man infolgedessen um den Bestand dieser Bauwerke besorgt sein, wenn nicht die vorzügliche Eigenschaft der Plastizität unserer Baustähle zu Hilfe kommen würde. Überschreitet an irgend einer Stelle die Beanspruchung in dem Baustoff die Streckgrenze, so tritt da viel rascheres Verformen ein als in anderen Stabteilen, welche nur elastische

Verformungen erleiden. Damit ist aber auch ein Abwandern der Spannung aus den gefährdeten Zonen in andere weniger stark beanspruchte verbunden. Die theoretisch ermittelten, auf der Grundlage einer gleichen Verformungsart berechneten Nebenspannungen können in voller Größe gar nicht auftreten, da der Baustoff infolge seiner Plastizität ausweicht. Aus diesem Grunde ist auch in den neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft auf die Nebenspannungen i. d. R. keine Rücksicht zu nehmen. Wäre der verwendete Baustoff sehr spröde und besäße er bei hoher Elastizitätsgrenze nur geringe Dehnung, so könnte weit eher infolge der Nebenspannungen ein Bruch eintreten.

Auch bei den Knotenblechen zeigen sich die gleichen Erscheinungen. Hier treten infolge der Verformung der Fachwerke und infolge der steifen Verbindungen i. d. R. hohe Nebenspannungen auf, welche aber bei ausreichenden Querschnitten niemals zum Bruch führen, weil die hohen, die Streckgrenze überschreitenden Spannungen nach anderen, weniger belasteten Querschnitten abwandern.

Auch bei unseren Nietverbindungen sind ähnliche Erscheinungen zu beobachten. Nach der Theorie muß bei mehr als zwei hintereinander sitzenden Nieten, wie Abb. 6 zeigt, eine ungleichmäßige Verteilung der Stabkraft auf die einzelnen Niete eintreten. Außerdem finden wir eine ungleichmäßige Verteilung der Stabspannungen im Bereich der Nietlöcher. Sobald an diesen hochbeanspruchten Stellen die Streckgrenze überschritten wird, tritt sofort eine gleichmäßigere Verteilung sowohl der Stabkraft über die einzelnen Niete, als auch der Spannungen in den verbundenen Stäben neben den Nietlöchern ein. Schachenmeier hat in den Jahren 1921/22 im Auftrage des Deutschen Eisenbauverbandes eine Reihe von Versuchen durchgeführt, deren Ergebnisse diese Erscheinungen in ausgezeichneter Weise bestätigen.

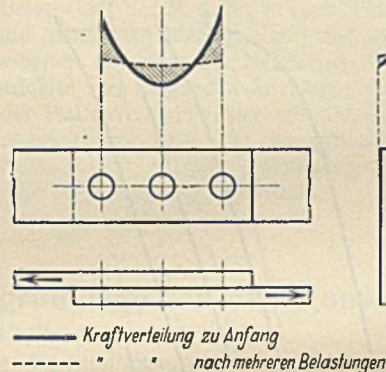


Abb. 6. Überschreitung der Streckgrenze bei Nietverbindungen.

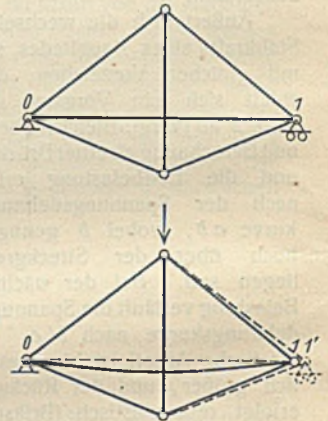


Abb. 7. Theorie von Grüning.

In einem kürzlich erschienenen Werk hat Grüning die plastische Verformung der Stäbe nach Erreichen der Streckgrenze und die Folgerungen aus den Bauschingerschen Gesetzen der strengeren Theorie statisch unbestimmter Systeme dienstbar gemacht. Ein einfaches Beispiel (Abb. 7) zeigt, wie wertvoll die Plastizität und Veränderungsfähigkeit der Baustähle durch Reckung für statisch unbestimmte Systeme werden. In dem in Abb. 7 dargestellten Fachwerk ist der Stab 01 überzähliger, das Fachwerk mithin innerlich einfach statisch unbestimmt. Bei Belastung dieses Fachwerkes könnte bei entsprechender Querschnittsberechnung der Fall eintreten, daß der Stab 01 überbeansprucht wird, d. h. daß die in ihm auftretende Spannung das durch die Vorschrift höchstzulässige Maß überschreitet. Bislang hat man ein solches Bauwerk als nicht ausreichend tragfähig angesehen. Das tiefere Eindringen in die Eigenschaften unserer Baustähle zeigt aber, daß diese Anschauung ebensowenig zutrifft wie die veralteten Meinungen über die Auswirkung der Nebenspannungen in steif vernieteten Fachwerken. Wird der Stab 01 als reiner Zugstab, also z. B. als Flacheisen, beispielsweise über die Elastizitätsgrenze des Baustoffes hinaus beansprucht, so tritt eine bleibende Verformung ein, und, da seine Längenänderung bei einer Belastung nicht vollständig verschwindet, zwischen 01 nicht mehr genügend Platz finden und wahrscheinlich, wie Abb. 7 unten gezeichnet, durchhängen. Wird der Stab neuerdings belastet, so bleibt er so lange spannungslos, bis er wieder eine gerade Form angenommen hat, und erhält dann nur noch eine restliche Spannung. Die zweite Belastung wird daher nicht mehr die große Überschreitung der Elastizitätsgrenze bewirken wie die erste und mithin nur eine kleine zusätzliche Längenänderung ergeben. Bei der nächsten Entlastung sinkt wiederum die Beanspruchung, bis schließlich keine Überschreitung der Elastizitätsgrenze mehr stattfindet und diese mithin als äußerste Grenze der Beanspruchung erscheint. Die Vorgänge gestalten sich aber noch günstiger, weil die Elastizitätsgrenze durch die wiederholte Belastung gehoben wird. Der Endzustand wird mithin der sein, daß der gefährdete Stab 01 eine Höchstbeanspruchung nicht überschreiten kann, und daß der Unterschub an

²⁾ Nach einem auf dem ersten Internationalen Brückenbaukongreß im September 1926 in Zürich gehaltenen Vortrag.

Tragvermögen durch die anderen Stäbe des Fachwerkes aufgenommen wird. Für alle Fälle stellt sich also das verbleibende statisch unbestimmte Tragwerk günstiger, als wenn der Stab 01 fehlen würde, auch wenn der Stab 01 wesentlich überbeansprucht ist.

Diese hervorragenden Eigenschaften unserer Baustähle, durch welche eine Regelung des Kräfteverbrauchs von selbst eintritt, werden von den Konstrukteuren rein gefühlsmäßig schon immer als die „Schlauheit“ des Materials bezeichnet, und diese verleiht den Bauwerken aus Stahl eine von anderen Baustoffen auch nicht annähernd erreichte Sicherheit gegen Bruchgefahr.

Diesen Beispielen könnte eine große Zahl aus anderen Gebieten, welche ebenfalls die Bedeutung der Streckgrenze als Berechnungsgrundlage kennzeichnen, hinzugefügt werden. Fast kein Problem der Festigkeitslehre kann heute ohne Berücksichtigung des elastischen Verhaltens der Baustähle exakt angefaßt werden. Daher ist es auch durchaus verständlich, daß die neuen Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, welche von vielen Vorschriften des In- und Auslandes in zahlreichen Punkten als Vorbild übernommen wurden, die hohe Bedeutung der Streckgrenze dadurch berücksichtigen, daß sie für viele Probleme als Ausgangspunkt für die Festlegung des Berechnungsweges dient. Durch die moderne Theorie hat dieser Weg seine verstärkte Stütze gewonnen. Leider ist aber jede Theorie starr und etwas einseitig. Dies liegt eben in dem bereits eingangs erwähnten Übelstand, daß man sich zu einer bestimmten Annahme entschließen muß, um mit dem mathematischen Rüstzeug an die Lösung einer Aufgabe herangehen zu können. Bei der praktischen Anwendung sind Abweichungen und Konflikte unvermeidlich, da diese Annahme allgemeiner Natur sein muß, damit die Spezialisierung die Theorie nicht zu verwickelt gestaltet. Diese Konflikte können aber unmöglich gegen die Theorie sprechen. Aus diesem Anlaß seien einige Worte über Werkstoffmängel von Enßlin aus der „Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure“, Nr. 43 v. 22. X. 1927 zitiert, welche von dem deutschen Altmeister der Statik, Otto Mohr, stammen:

„Im Verkehr mit Fachgenossen bin ich nicht selten der Meinung begegnet, es sei ein eitel Bemühen, der Festigkeitslehre eine wissenschaftliche Grundlage zu geben. Homogene Körper — so hielt man mir entgegen — kommen in der Natur nicht vor, homogene Spannungszustände ebensowenig. Ein Elementargesetz aus der Erfahrung abzuleiten, ist daher unmöglich. Die vorhandenen Unregelmäßigkeiten sind von der Art, daß sie jede Gesetzmäßigkeit fast vollständig verdecken, und den halb verwischten Spuren solcher Gesetze weiter nachzugehen, das hat kaum eine erhebliche Bedeutung.“

Es bleibt nichts anderes übrig, als in jedem wichtigen Falle besondere Versuche anzustellen und sich um die physikalische Deutung nicht zu kümmern.

Ich habe jedesmal zugeben müssen, daß sich gegen diese Ansichten nicht viel einwenden läßt, und dennoch wiederholt sich seit mehr als 100 Jahren der Versuch, in die verwirrende Fülle der Erfahrungen Ordnung zu bringen. Wenn es gelingen sollte, Regeln zu finden, denen sich viele Erfahrungen unterordnen — selbstverständlich solche, denen man Vertrauen schenken darf —, so würde dann vielleicht kein Elementargesetz, wohl aber ein Hilfsmittel gewonnen sein, um neue Ergebnisse der Erfahrungen auf ihre Wahrscheinlichkeit hin zu prüfen. In meinen Augen würde auch dies ein Fortschritt sein. Freilich wird es sich immer nur um Wahrscheinlichkeiten, nicht um mathematische Übereinstimmungen handeln.“

Mohr hat damit nichts anderes als den ewigen Streit und Konflikt zwischen Theorie und Praxis noch allgemeiner, zwischen dem menschlichen Denken überhaupt und der Wirklichkeit gekennzeichnet. Niemals kann dieser Streit aber ein Beweis gegen die Bedeutung der Theorie werden; denn gerade dieser Widerstreit und diese Wechselwirkung regen die Theorie an und befruchten die Praxis.

Für uns Ingenieure im Stahlbau ergibt sich aber die wichtige Forderung, uns aus der unendlichen Reichhaltigkeit der Wirklichkeit über den Grad der Genauigkeit unserer Theorie Rechenschaft zu geben.

Alle Rechte vorbehalten.

Fabrikerweiterung der Salamander-Schuhfabriken J. Sigle & Cie.

Die große in Kornwestheim bei Stuttgart gelegene Fabrikanlage der bekannten Salamander-Schuhfabriken ist in verschiedenen Bauabschnitten nach den Entwürfen und unter der Bauleitung des Architekturbureaus von Baurat P. I. Manz, Stuttgart, entstanden und kürzlich unter Verwertung eines sinnreichen Gedankens der Firma Manz (vergl. Abb. 2) vergrößert worden. Die Fabrikanlage besteht, wie aus dem Grundriß nach Abb. 1 zu ersehen ist, aus einer Reihe mehrgeschossiger, sehr langer und rechtwinklig zueinander angeordneter Gebäudeflügel. Durch die Erhöhung eines längs der Bahn gelegenen vorderen Haupttraktes von 197 m Länge und eines senkrecht anstoßenden Hoftraktes von 76 m Länge um zwei

lasten unabhängig von ihnen zum Boden abgeleitet werden. Die mit dem Entwurf und der Bauleitung der Aufstockung betraute Fa. P. I. Manz, Stuttgart, wählte dafür eine Anordnung, welche diese Schwierigkeit geschickt umging und den Betriebsanforderungen voll entsprach.

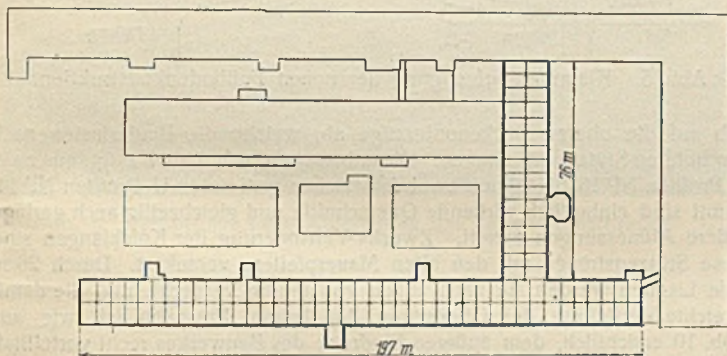


Abb. 1. Grundriß.

Geschosse wurde diese Anlage im Sommer und Herbst vergangenen Jahres in bedeutendem Umfange erweitert. Die aufgestockten Teile der Gesamtanlage sind in Abb. 1 durch starke Umgrenzungslinien hervorgehoben. Die Erweiterung bot mancherlei Schwierigkeiten, deren Überwindung für ähnliche Aufgaben vorbildlich sein mag.

Die zu erhöhenden, etwa 16 m breiten Gebäudeflügel bestanden, wie Querschnitt Abb. 2 zeigt, aus drei Geschossen von je 4 m Höhe. Die aus bewehrtem Beton bestehenden Deckenfüllungen und Dächer dieser beiden Flügel liegen zwischen schweren, etwa 8 m weit gespannten I-Stahlträgern, welche in der Mitte auf bis zum Dach durchlaufenden Stahlstützen in 4,7 m Regelabstand gelagert sind. Die flache Dachhaut beider Flügel hatte leichtes Gefälle nach der Dachmitte.

Bei der Durchführung der Aufstockung durfte der Fabrikbetrieb in den daruntergelegenen Sälen in keiner Weise gestört werden. Da die Tragfähigkeit der an sich kräftigen Umfassungsmauern durch die zur Hälfte aufzunehmenden Decken und Dachlasten der alten Säle 1 bis 3 bereits ausgenutzt war, mußten die neu hinzukommenden Gebäudenutz-

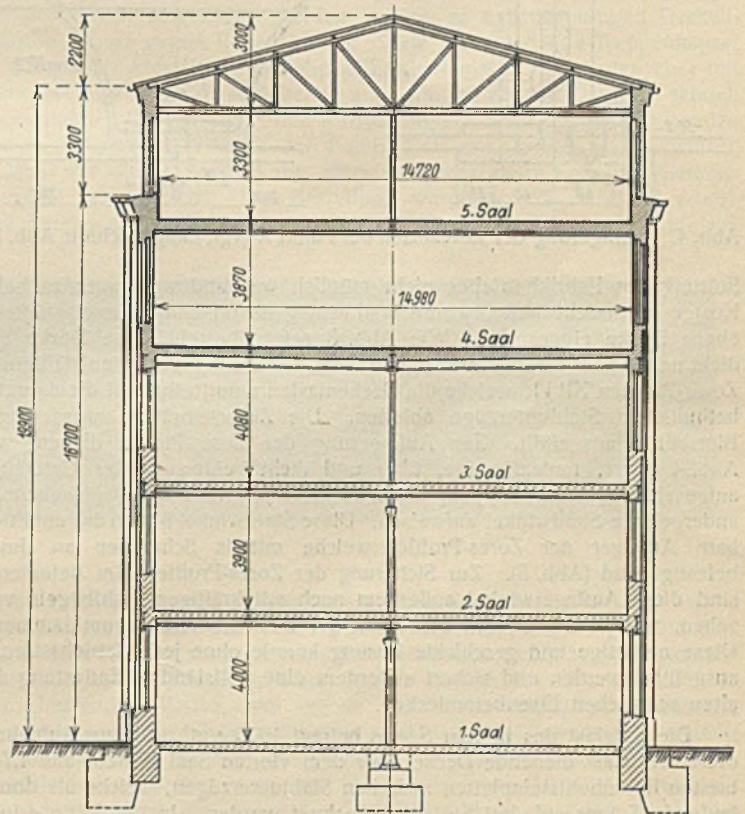


Abb. 2. Querschnitt.

Für den neu herzustellenden vierten Saal konnte die bestehende tragende Stahlkonstruktion der Unterzüge und Stützen ohne weiteres zur Aufnahme der hinzukommenden Eigen- und Nutzlasten benutzt werden. Die darüber befindliche, als Fußboden des fünften Saales dienende Decke mußte jedoch unabhängig von dieser alten bestehenden Konstruktion und

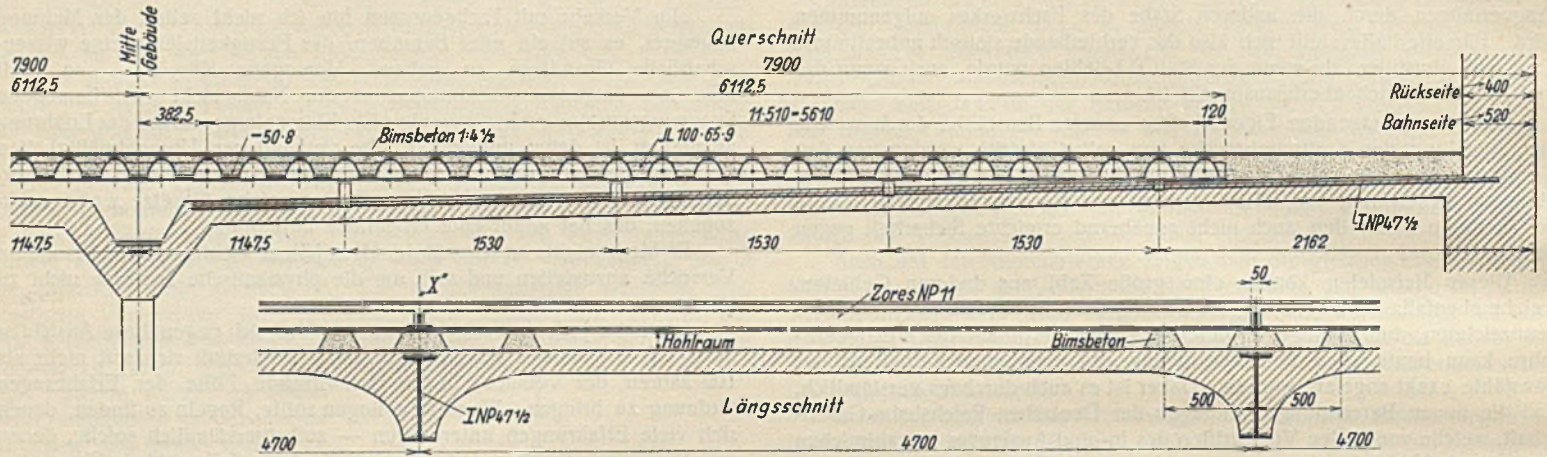


Abb. 3. Neue Fußbodenkonstruktion über der alten Dachdecke.

unabhängig von den Umfassungsmauern abgestützt werden, insbesondere auch, weil der vierte Saal von Stützen frei bleiben sollte. Da außerdem auch noch die Lasten der neuen Dachkonstruktion aufzunehmen waren, sah die Bauleitung im Regelabstand der inneren Stützen schmal ausgebildete, neue stählerne Stützen vor, welche diese Lasten aufnehmen und welche mit geringen Spielräumen an den Pfeilervorlagen der alten Längsmauern bis zu den Fundamenten herabgeführt werden. Die neuen aus gegliederten Stahlkonstruktionen bestehenden Dachbinder wurden so stark ausgebildet, daß die Decke des vierten Saales in der Mitte daran aufgehängt werden konnte.

Die alte Dachhaut des dritten Saales war im Hoftrakt und zum Teil auch im Haupttrakt bereits für 500 kg Nutzlast ausgebildet und konnte nach Ausgleich des Gefälles mittels Schwammbetons unmittelbar als Fußboden des vierten Saales benutzt werden. Die Vergrößerung des Eigengewichtes war unbedeutend, da das Gewicht des aufgetragenen Schwammbetons nur 500 kg/m³ betrug, und die bestehende untere Stahlkonstruktion konnte diese Mehrbelastung ohne weiteres aufnehmen. Die Reststrecken der alten Dachhaut waren jedoch nur für eine Nutzlast von 250 kg/m² ausgebildet. Da eine Verstärkung dieser leichten Eisenbetondächer ohne

Die Dachhaut besteht aus der gleichen Konstruktion wie diese untere Staubdecke und wird durch eine teerfreie Papplage abgedichtet.

Die neuen äußeren Stützen bestehen aus zwei Teilen, einem oberen, die Dachbinder aufnehmenden und mit ihren Füßen die oberen Deckenunterzüge umfassenden Teil und einem unteren, vom Fußboden des Saales 5 bis zu den Fundamenten herabreichenden Strang. Die oberen, mit den Bindern biegungsfest verbundenen Stützen haben außer den lotrechten Lasten auch den größten Teil des auf das obere Stockwerk und das Dach entfallenden Winddruckes aufzunehmen und in die obere Massivdecke abzuleiten. Ihre Achsen fallen teilweise mit den unteren Stützensträngen zusammen. Zum andern Teil sind sie aus architektonischen Gründen um 45 cm nach innen versetzt, und in diesen Fällen stützen sie

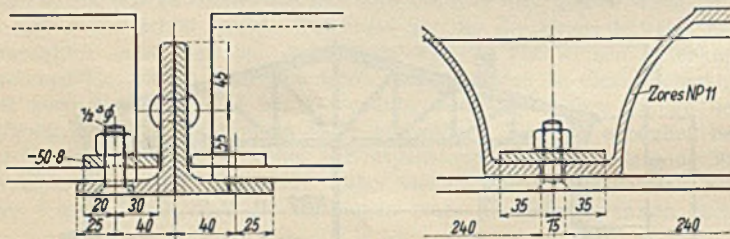


Abb. 4. Auflagerung der Zoresisen bei Punkt X (vgl. Längsschnitt Abb. 3).

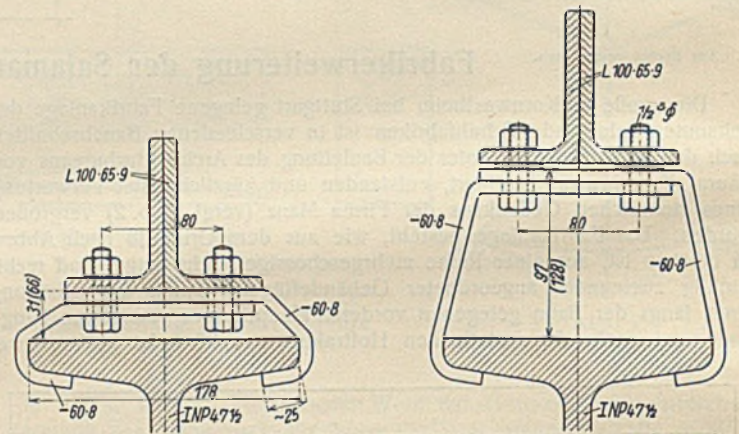


Abb. 5. Klammernbefestigung der neuen Fußbodenkonstruktion.

Störung des Fabrikbetriebes nicht möglich war und wohl auch zu hohe Kosten verursacht hätte, wurde unabhängig davon eine neuere, stärkere, ebene Decke eingezogen. Wie Abb. 3 zeigt, besteht diese Decke aus dicht nebeneinander in der Längsrichtung des Traktes verlegten stählernen Zores-Profilen NP 11, welche die Deckenlasten unmittelbar auf die darunter befindlichen Stahlunterzüge ableiten. Die Zwischenräume wurden mit Bimsbeton ausgefüllt. Zur Auflagerung der Zores-Profile dienen, wie Abb. 4 zeigt, trapezförmige, über und dicht beiderseits der Unterzüge aufgesetzte Bimsbetonrippen, deren mittlere jeweils oben zwei nebeneinandergelegte Stahlwinkel aufweisen. Diese Stahlwinkel bilden das unmittelbare Auflager der Zores-Profile, welche mittels Schrauben an ihnen befestigt sind (Abb. 5). Zur Sicherung der Zores-Profile beim Betonieren sind diese Auflagerwinkel außerdem noch mit kräftigen Stahlbügeln versehen, welche die oberen Flanschen der Deckenunterzüge umklammern. Diese neuartige und geschickte Lösung konnte ohne jede Betriebsstörung ausgeführt werden und sichert außerdem eine vollständige Entlastung der alten schwachen Eisenbetondecken.

Die Nutzlast des fünften Saales beträgt 400 kg/m². Die zur Aufnahme dieser Nutzlast dienende Decke über dem vierten Saal besteht aus 4,7 m breiten Betonhohlsteinplatten zwischen Stahlunterzügen, welche als durchlaufende Träger auf drei Stützen berechnet wurden. In der Mitte erfolgt deren Stützung durch die Aufhängung an den Dachbindern, außen durch die neuen, dicht an den Außenmauern aufgestellten Stahlstützen.

Die Konstruktion der normalen Dachbinder, die Aufhängung und äußere Auflagerung der oberen Deckenunterzüge und die Ausbildung des oberen Teiles der Eisenstützen sind aus Abb. 6 zu ersehen. Die Dachkonstruktion selbst wird durch eine unter den Bindern eingezogene, 8 cm starke Staubdecke aus Bimsbetonstegdielen gegen den Saal 5 abgeschlossen.

sich auf die oberen Deckenunterzüge ab, welche die Binderlasten nach den unteren Stützen übertragen. Diese bestehen, wie Abb. 7 zeigt, aus zwei U-Profilen NP 16 bis 20 mit zwei dazwischen genieteten U-Profilen NP 14. Damit sind einheitlich wirkende Querschnitte und gleichzeitig auch geringe äußere Abmessungen erzielt. Zwecks Verringerung der Knicklängen sind diese Stützenstränge mit den alten Mauerpfeilern verankert. Durch 26 m tiefe Lisenen werden sie nach außen vollständig verdeckt, und die damit erreichte Vertiefung der Gliederung der langen Fassaden ist, wie aus Abb. 10 ersichtlich, dem äußeren Eindruck des Bauwerkes recht vorteilhaft zustatten gekommen. Die neu herzustellenden Stützenfundamente wurden mit den bestehenden Mauerfundamenten durch eingespitzte Trägerlagen gut verbunden.

Neben den hier erläuterten Regelkonstruktionen erforderten mancherlei Unregelmäßigkeiten der Grundrißgestaltung, die Kehl- und Kragausbildung der rechtwinklig zusammenstoßenden Dächer und ähnliches mehr verschiedene abweichende Sonderkonstruktionen, auf die aber hier nicht näher eingegangen werden soll.

Wie die Abb. 8 und 9 zeigen, wurde zur Aufstellung der Stahlkonstruktionen, deren Gesamtgewicht 800 t beträgt, ein fahrbarer Kran verwendet. Die Fahrban dieses Kranes war auf starken Holzbalken verlegt, welche dicht bei den Umfassungsmauern auf den kräftigen Deckenunterzügen des alten Daches gelagert waren. Dadurch wurde jegliche Überbelastung der zum Teil recht schwachen alten Dachhaut vermieden. Bei der Aufstellung wurden mittels des Kranes Feld um Feld zunächst die unteren Stützen aufgerichtet und auf den Fundamenten abgesetzt. Dann wurden der Unterzug für die neue Zwischendecke eingebaut und schließlich die Dachbinder mit den oberen Stützen aufgerichtet. Nach dem Einbau der Pfetten und Verbände wanderte der Kran ein Feld weiter,

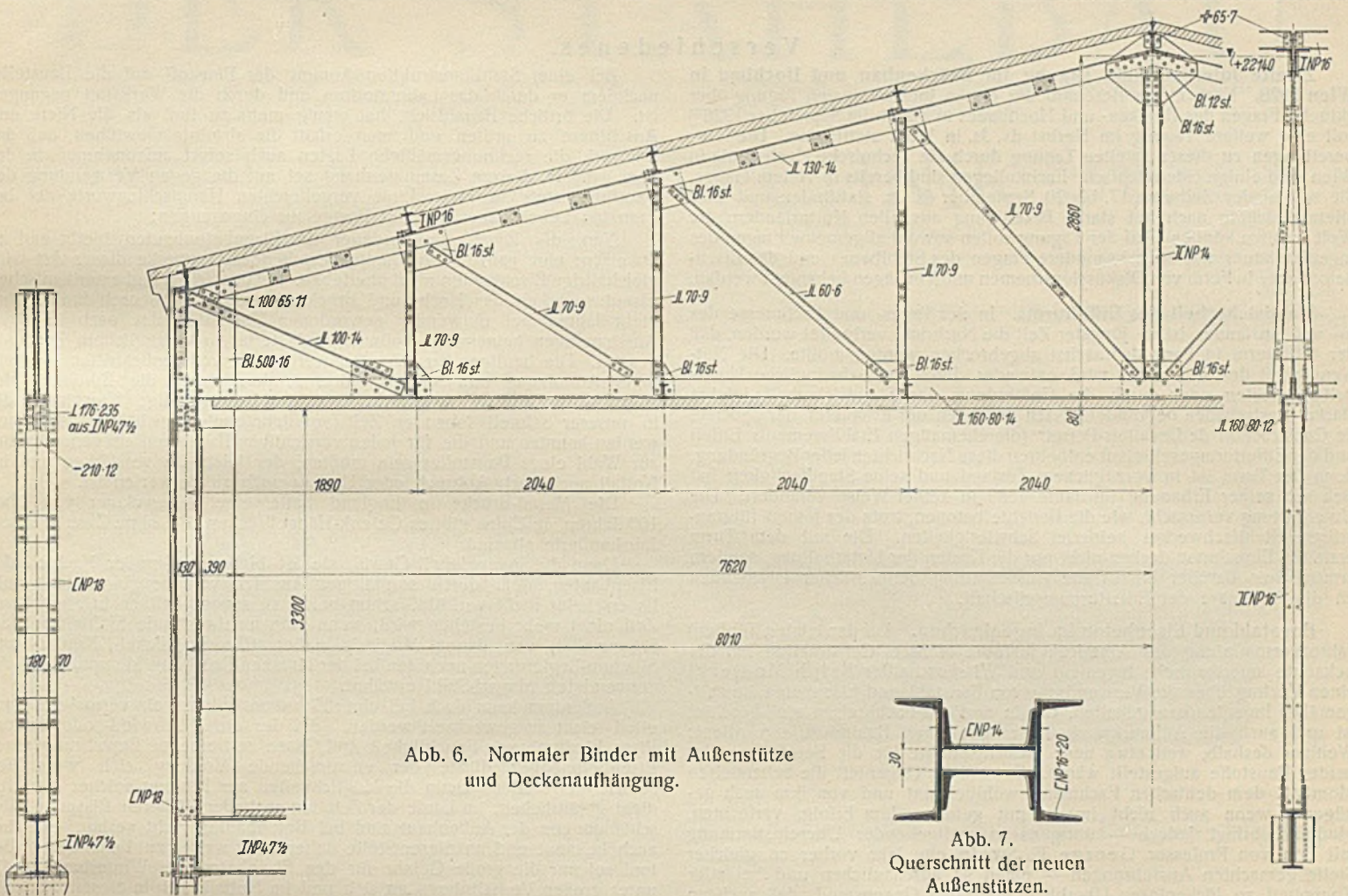


Abb. 6. Normaler Binder mit Außenstütze und Deckenaufhängung.

Abb. 7. Querschnitt der neuen Außenstützen.

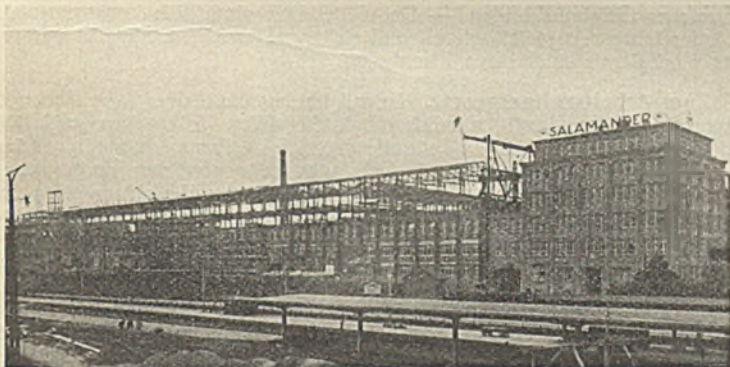


Abb. 8. Haupttrakt nach Aufstellung der neuen Konstruktion

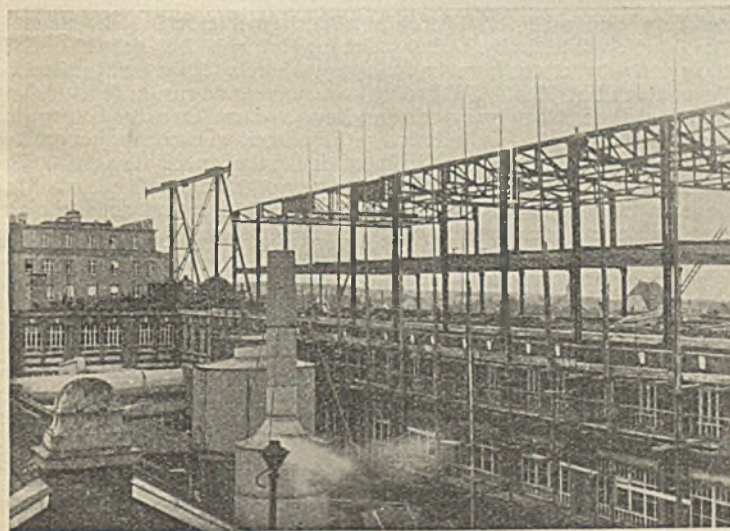


Abb. 9. Aufstellung der Dach- und Stützenkonstruktion.

um das Spiel zu wiederholen, während in dem ausgebauten Teil sofort das neue Dach eingezogen werden konnte, so daß die unteren Deckenarbeiten Schutz gegen Regen hatten. Viele Anbauten und Treppenhäuser bereiteten der Aufstellung mancherlei Erschwernisse; sie wurden aber mit Hilfe des eigens für diese Arbeiten ausgeführten Kranes leicht und schnell überwunden. Die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion wurden von dem Saarbrücker Werk der Fa. B. Seibert G. m. b. H. ausgeführt, welche mit dieser Aufstockung einen weiteren Beweis ihrer Leistungsfähigkeit erbracht hat. Die Bestellung wurde am 26. Juli 1927 erteilt, und bereits am 24. August, also knapp vier Wochen später, konnte die



Abb. 10. Ansicht.

Firma Seibert mit den Aufstellungsarbeiten beginnen und diese schon Ende September, also acht Wochen nach der Auftragserteilung, vollenden. nicht zuletzt trugen auch die von der bauleitenden Firma Manz getroffenen Anordnungen zur Erzielung dieser kurzen Bauzeit bei. Dabei kam noch der Umstand zustatten, daß die in dem alten Gebäude vorhandenen Konstruktionen aus Stahl bestanden, und daß für die neuen der gleiche Baustoff gewählt wurde. Die einfache Nachprüfungsmöglichkeit ihrer Tragfähigkeit gab dort sofort ein klares Bild über Zulässigkeit weiterer Zusatzbelastungen, ein Vorteil des Stahlbaues, der namentlich dann stark in die Wagschale fällt, wenn keine Pläne alter Konstruktionen vorhanden sind. Für die Aufstockung selbst dürfte, wie eine große Zahl anderer Beispiele zeigt, Stahl der einzig gegebene und wirtschaftliche Baustoff sein, zumal die hier erzielte kurze Bauzeit und schnelle Inbetriebnahme der neuen Fabrikationsräume bei Verwendung eines anderen Baustoffes auch nicht annähernd erreichbar waren.

Verschiedenes.

Zweite internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien 1928. Nach einem Beschluß der ersten internationalen Tagung über aktuelle Fragen des Brücken- und Hochbaues in Zürich im September 1926¹⁾ soll eine weitere Tagung im Herbst ds. Js. in Wien stattfinden. Die Vorbereitungen zu dieser zweiten Tagung durch die Technische Hochschule in Wien und einige österreichische Fachkollegen sind bereits in vollem Gange. Sie soll in der Zeit vom 17. bis 20. September ds. Js. stattfinden und wird allem Anschein nach auf starke Beteiligung aus allen Kulturländern der Welt rechnen können. Auf der Tagung sollen sowohl allgemeine Fragen des Ingenieurbauwesens wie auch besondere Fragen des Stahlbaues und des Eisenbetonbaues in Form von Diskussionsthemen und Vorträgen behandelt werden.

Standsicherheit des Eiffelturms. In der Tages- und Fachpresse des In- und Auslandes ist in jüngster Zeit die Nachricht verbreitet worden, daß der Eiffelturm in Paris demnächst abgebrochen werden müßte. Die Notwendigkeit des Abbruches wird entweder durch unerschwingliche Unterhaltungskosten oder durch die Gefährdung der Standsicherheit infolge starker Rostschäden begründet. Nach Berichten der Erbauerin, der „Société de Construction de Levallois-Perret“ (die ehemaligen Etablissements Eiffel) und der Eiffelturmgesellschaft entbehren diese Nachrichten jeder Begründung, denn der Turm ist in vorzüglichem Zustand und seine Standfestigkeit hat sich seit seiner Erbauung im Jahre 1889 in keiner Weise verändert. Die Unterhaltung verursacht, wie die Berichte betonen, trotz des feinen filigranartigen Stahlfachwerkes keinerlei Schwierigkeiten. Die mit dem Turm erzielten Einnahmen decken nicht nur die Kosten der Unterhaltung, sondern ermöglichen darüber hinaus die Ausschüttung beträchtlicher Dividenden an die Aktionäre der Eiffelturmgesellschaft.

Baustahl und Eisenbeton im Ingenieurbau. Auf der letzten (fünften) Jahresversammlung des American Institute of Steel Construction hat der bekannte amerikanische Ingenieur und Wissenschaftler Ralph Modjeski einen Vortrag über die Verwendung von Baustahl und Eisenbeton im zeitgemäßen Ingenieurbau gehalten, der in dortigen Fachkreisen viel beachtet ist und auch die Aufmerksamkeit der deutschen Bauindustrie verdient: Weniger deshalb, weil etwa neue Gesichtspunkte für die Beurteilung der beiden Baustoffe aufgestellt wären. Es sind im Gegenteil die behandelten Momente dem deutschen Fachmann wohl bekannt und von ihm auch genügend, wenn auch nicht immer mit gebührendem Erfolg, verfochten. Modjeski bringt jedoch — übrigens in weitgehender Übereinstimmung mit den von Professor George F. Swain ein Jahr vorher an gleicher Stelle gemachten Ausführungen — einen so anschaulichen und bei aller Knappheit so lückenlosen Überblick über den Gegenstand, daß auch an dieser Stelle kurz darauf Bezug genommen sei. Um so mehr, als im Zeichen rationellen Schaffens bei uns kostspielige Fehlgriffe in der Baustoffwahl unzeitgemäßer sind als je und sicherlich noch weniger tragbar als im reichen Amerika. Daß die dortigen, ungleich größeren Verhältnisse Modjeski leicht eine viel längere Reihe von Belegen boten, als es in Deutschland möglich gewesen wäre, sei nicht vergessen, obschon — wie bereits betont — die Wahrheit seiner Auffassung auch bei uns nicht erst seit gestern erkannt ist.

Wie Modjeski in seinen Ausführungen sagt, wird niemand — ebenso wenig wie er das tut — die hervorragende Eignung des Betons für eine große Reihe von Aufgaben des Baugewerbes verkennen, niemand wird ihm aber auch widersprechen können, wenn er davor warnt, im Ingenieurbau durch die geradezu zur Modesache gewordene kritiklose Anwendung des Eisenbetons etwa im größeren Umfang Erfahrungen zu machen, wie das z. B. beim Schiffbau oder dem erfreulicherweise noch schneller wieder begrabenen Waggonbau der Fall gewesen ist. Daß diese Gefahr besteht, ist nicht zu leugnen. Die amerikanische wie die deutsche Unfallstatistik gerade der letzten Zeit ist nicht arm an Fällen, in denen der Einsturz ganz oder fast fertiger Eisenbetonbauten neben beklagenswerten Menschenopfern empfindliche Verluste an Zeit und Geld erfordert hat. Fast noch schlimmer erscheint es, wenn heute der Eisenbeton dort verwendet wird, wo seine Unwirtschaftlichkeit und technische Bedenklichkeit erst nach Jahren auch seinen Verfechtern augenscheinlich gemacht werden kann. Hier setzt einer der Hauptvorteile jeder Eisenkonstruktion ein: Jeder Teil derselben ist vor der Verwendung auf die Güte des Materials sorgfältig geprüft oder jedenfalls leicht prüfbar, die Spannungsermittlung ohne Schwierigkeiten, Anschlüsse und andere wichtige Punkte des fertigen Bauwerkes leicht übersehbar. Demgegenüber sei auf die Schwierigkeiten verwiesen, die dem Eisenbeton-Ingenieur allein bei der Zementprüfung auf der Baustelle dadurch erwachsen, daß die ihm unter den üblichen Verhältnissen möglichen Proben von der Zementfabrik im Falle einer Lieferungs-Beanstandung kaum oder jedenfalls kaum vorbehaltlos anerkannt werden dürften. Das Schrifttum hierzu ist ebenso reichhaltig wie lehrreich. Daß die überaus große Wichtigkeit richtiger Auswahl der Zuschlagstoffe heute gebührend gewürdigt wird, sei gern zugegeben; ob die heutige Erkenntnis schon ihren Abschluß, d. h. ihre Vollendung erreicht hat, sei dahingestellt. Sicher ist, daß eine lange Reihe von Eisenbetonbauten des Hoch- und Tiefbaus aus den letzten Jahrzehnten ohne diese Erkenntnis gebaut ist, ihre Lebensdauer also kaum die von ihren Erbauern stets behauptete unbegrenzte werden dürfte.

Aber auch nach sorgsamster Prüfung seiner Rohstoffe erfordern Aufbereitung, Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons eine überaus große Sorgfalt und ein lückenloses Ineinandergreifen einer so großen Anzahl einzelner Arbeitsvorgänge, daß die Möglichkeit von Fehlerquellen bedenklich groß wird.

Bei einer Stahlkonstruktion kommt der Baustoff auf die Baustelle, nachdem er durch das Laboratorium und durch die Werkstatt gegangen ist. Die örtliche Bauaufsicht hat wenig mehr zu tun, als die Niete und Anschlüsse zu prüfen und man erhält die absolute Gewißheit, daß das Bauwerk die rechnermäßigen Lasten auch sofort aufzunehmen in der Lage ist. In diesem Zusammenhang sei auf die gegen Verwendung des Baustahls stets in erster Linie vorgebrachten Hauptschlagworte der begrenzten Lebensdauer und der Rostgefahr eingegangen:

Nun, die längere Lebensdauer der Eisenbetonbauten bleibt erst zu erweisen: eine ganze Reihe heute bestehender Bauwerke dieser Art wird gleichaltrige Eisenbauten nicht überleben. Bei deutschen und amerikanischen Eisenbauwerken des Hoch- und Brückenbaues hat sich nach fünfzig und mehr Jahren bei notwendig gewordenen Umbauten das nach heutigen Anschauungen keineswegs vollwertige Material in vorzüglichem Zustande gezeigt. Die heutigen Ersatzbauten werden — wohl unbestritten — nicht durch Abnutzung und Materialfehler, sondern durch die Erhöhung der Nutzlasten, Zunahme des Verkehrs u. dergl. notwendig; Umstände, die in unserer schnell lebenden Zeit vor Jahrzehnten nicht vorausgesehen werden konnten und die für jeden vorsichtigen Fachmann ein neuer Zwang zur Wahl eines Baustoffes sein müßten, der leicht zu verstärken und im Notfall auch nach Abbruch oder Umbau noch zu verwerten ist.

Die Menai-Brücke in England hatte eine Lebensdauer von über 100 Jahren, in China gibt es Gelenk-Hängebrücken, die ohne Zweifel schon Jahrhunderte alt sind.

Dann die Rostgefahr! Gewiß, sie ist bisher ein großer Nachteil der Eisenbauten, dem durch sorgfältigen Anstrich vorgebeugt werden muß. Es erscheint nicht verfrüht, schon heute zu sagen, daß er in absehbarer Zeit nicht mehr bestehen wird, wenn man nicht-rostende Stähle zur Verfügung hat, von denen Modjeski neben Chrom-, Nickel-, Kupfer- und Silizium-Legierungen noch den bei der Harakan-Brücke in Memphis (U.S.A.) verwendeten Mayari-Stahl erwähnt.

Außerdem kann doch bei einer Eisenkonstruktion ein verrostetes Bauglied leicht ausgewechselt werden. Bei der durch Schwind- oder andere Risse hindurch von Feuchtigkeit und Gasen zerfressenen Bewehrung eines Eisenbetonbaues dürfte der entsprechende Vorgang sich wesentlich schwieriger stellen! Denn die Möglichkeiten zur Bildung solcher zunächst nicht gefährlichen, im Laufe der Zeit um so bedenklicheren Risse und Beschädigungen der Außenhaut sind bei Betonbauten nicht gering. Sie sind auch bekannt und an dieser Stelle daher nicht weiter zu behandeln. Betont sei nur die große Gefahr für den Eisenbeton bei Winterbauten, die unter großen Verhältnissen an sich und im Notfall auch in diesem Material möglich sind, durch die erforderlichen umfangreichen Schutzmaßnahmen aber kaum noch wettbewerbfähig bleiben und trotz allem eine Quelle zahlreicher Gefahren bilden. — Demgegenüber sind Eisenkonstruktionen zu jeder Jahreszeit gleich schnell und sicher zu errichten, stets in weitaus kürzerer Zeit als solche aus Eisenbeton.

Zum Arbeitszeitnotgesetz. Gewiß hat man mit dem Arbeitszeitnotgesetz das Beste gewollt, nämlich möglichst vielen Volksgenossen Arbeit und Verdienst zu schaffen. Leider entfernen sich die ihm zugrunde liegenden theoretischen Grundsätze nur vielfach allzu sehr von den Forderungen der Praxis. Auch tragen die ganz nach allgemeinen Gesichtspunkten zugeschnittenen gesetzlichen Bestimmungen Sonderverhältnissen viel zu wenig Rechnung und führen das Gegenteil von dem herbei, was gewollt ist.

Ein Beispiel hierfür bilden die Verhältnisse, wie sie sich auf den Baustellen herauszubilden drohen. Mehr und mehr zeigt sich, daß es ganz im Gegensatz zu früheren Verhältnissen Schwierigkeiten macht, Baustellenarbeiter zu erhalten, trotz der nach wie vor herrschenden Arbeitslosigkeit. Die Erklärung für diese verwunderliche Tatsache liegt darin, daß die Baustellenarbeiter in einer achtstündigen Beschäftigung keinen besonderen Anreiz mehr für eine Beschäftigung auf der Montage erblicken. Sie waren mit der früheren zehnstündigen Schicht durchaus zufrieden und leisteten sogar gern und willig darüber hinaus auch Mehrarbeit. Die nunmehr obligatorische achtstündige Arbeitszeit gewährt aber bei den bisherigen Löhnen den Arbeitern nicht mehr den nötigen Anreiz für die verhältnismäßig rauhe und den Unbilden der Witterung usw. ausgesetzte anstrengende Arbeit. Sie wollen diese Arbeit nur noch annehmen, wenn ihnen der Lohnausfall gegen die frühere zehn- und elfstündige Arbeitszeit wenigstens zum größten Teil vergütet wird. Wo dies nicht möglich ist, ziehen sie die achtstündige Arbeitszeit in den feststehenden Betrieben vor oder sind auch mit erheblich geringeren Einnahmen, dann aber auch bei leichterem und angenehmerer Arbeit zufrieden oder machen von der Erwerbslosenfürsorge Gebrauch. Hinzu kommen dann noch weitere Umstände, die die Baustellenarbeiter nur gegen entsprechenden Verdienst auf sich nehmen wollen, wie die häufige Abgelegenheit der Baustelle von Wohnstätten und Verkehr, behelfsmäßige Unterkunftsverhältnisse und letzten Endes das Gefühl, mit dem arbeitsfreien Rest des Tages nichts Besonderes anfangen zu können.

Man wird die Entwicklung dieser Verhältnisse besonders verfolgen müssen, um nach Mitteln und Wegen zur Abhilfe zu suchen, zumal in ihrem Gefolge erhebliche Verteuerungen der Montage wohl kaum zu vermeiden sein werden.

INHALT: Zum Gefell! — Die Messehalle Nr. 7 in Leipzig. — Die Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für den Konstrukteur. — Fabrikverlängerung der Salamander-Schuhfabriken J. Sigle & Cie. — Verschiedenes: Zweite internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien 1928. — Standsicherheit des Eiffelturms. — Baustahl und Eisenbeton im Ingenieurbau. — Zum Arbeitszeitnotgesetz.

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, S. 655, 667 u. 690.