

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 103/104 (1934)  
**Heft:** 2

**Artikel:** Neuere Stahlkonstruktionen im Hochbau  
**Autor:** Gsell-Heldt, Robert  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-83141>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 04.04.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

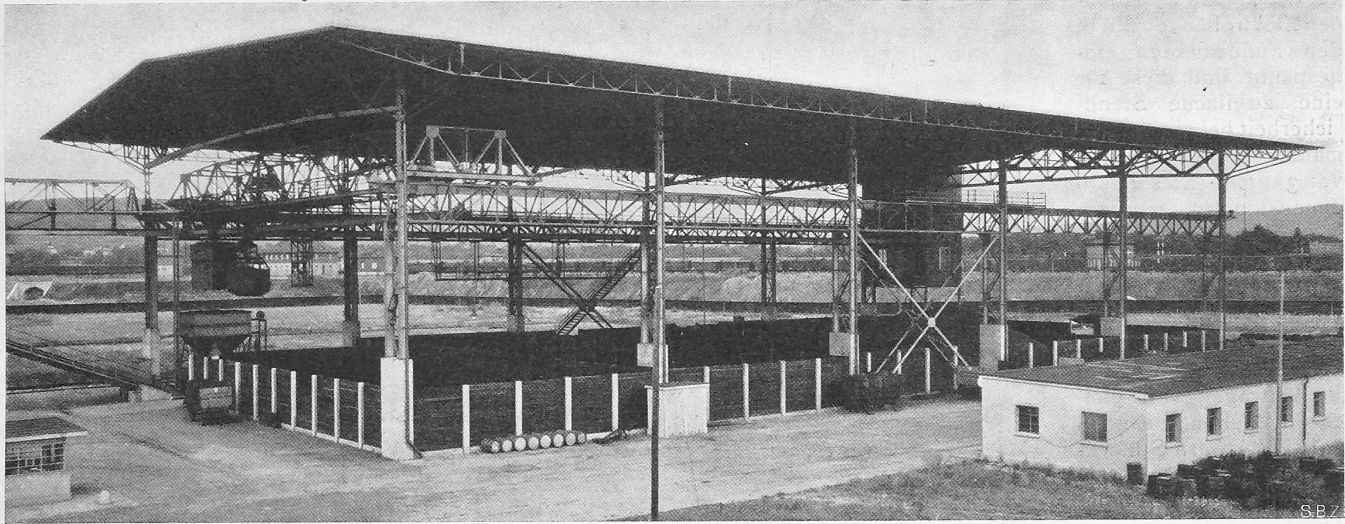


Abb. 2. Gesamtbild der Kokshalle im neuen Gaswerk Kleinhüningen der Stadt Basel. Links Hängebahn-Brücke zur Ofenanlage.

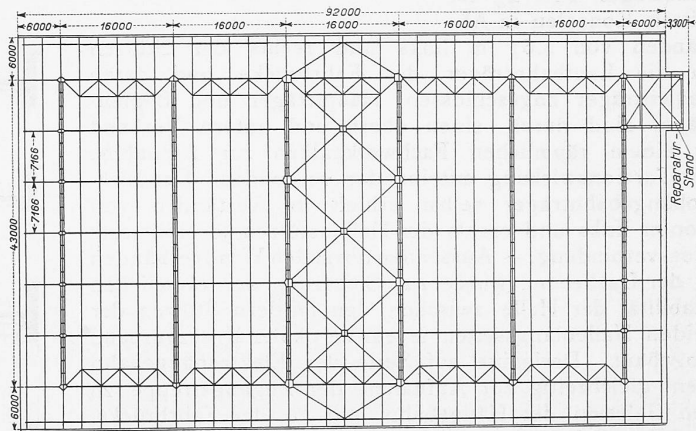
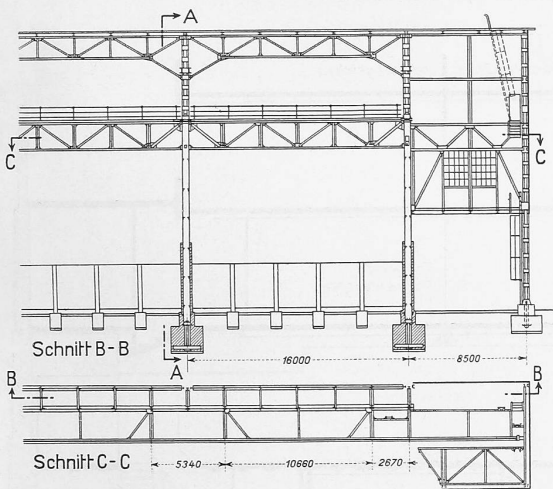


Abb. 5 (links). Längsschnitte 1 : 500.

Abb. 1. Grundriss der Dachkonstruktion 1 : 1000.

Für die „Micheline“-Wagen dürfte an der Motorwelle etwa gelten:  $a \approx \approx 30 \text{ Wh/Staudruck-km}$ , mit der Zerlegung:

$$C \approx 3, \text{ bei: } F \approx 10 \text{ m}^2; p \approx 25 \text{ kg/m}^2.$$

Wie man der frühern Grösse  $a$  die einseitige Grundlage des Zuggewichts vorwerfen muss, so lastet auch auf der neuen Grösse  $a$  der Vorwurf der Einseitigkeit, indem sie nur die Grundlage des Wagenquerschnitts kennt.

Aus Betriebsergebnissen, in gegebenem Zeitabschnitt (z. B. pro Jahr), findet man  $a$  aus den Erfahrungsdaten der vom Zugverkehr total aufgenommenen Arbeit in  $Wh$  und aus den von diesem Verkehr total getätigten Mengen von  $tkm$ . Analog wird man auch beim Verkehr von Schnelltriebwagen  $a$  aus Betriebsdaten erhalten, indem man die total aufgenommene Arbeit in  $Wh$  durch das Produkt aus den total geleisteten Wagenkilometern und dem durchschnittlichen Staudruck dividiert; diesen kann man aus den Diagrammen registrierender Tachometer mit genügender Genauigkeit feststellen.

Wie für die Beurteilung von Schnelltriebwagen, so ist auch für die Beurteilung von Schiffen und Flugzeugen die Grösse  $a$  wohl geeignet, bei Flugzeugen allerdings mit der Beschränkung auf eigentliche Weitflüge und mit Ausschluss der reinen Höhenflüge.

Werden aus Schnelltriebwagen und Anhängern eigentliche Schnellzüge gebildet, dann erscheint  $a$  nicht mehr brauchbar, und ist wieder die Grösse  $a$  zu benutzen, weil mit der variablen Zuglänge der Bewegungswiderstand wieder ausgesprochen der Grundlage des Zuggewichtes ruft. Ob dann der ganze Schnellzug Stromlinienform erhält oder nicht, ist grundsätzlich nunmehr belanglos.

## Neuere Stahlkonstruktionen im Hochbau.

Von Ingenieur ROBERT GSELL-HELDT, Basel.

### I. Kokslagerhalle der Gaskokerei Kleinhüningen in Basel.

Beim Bau des neuen Gaswerkes der Stadt Basel in Kleinhüningen ist im Sommer 1930 eine 80 m lange und 43 m breite Kokslagerhalle (Nr. 14 in der Abbildung auf Seite 135 von Band 93) erstellt worden. Das Einbringen und Wiederaufnehmen des Kokes geschieht durch zwei Pohligh'sche Führerstandlaufkatzen, von denen die eine mit Klappkübel, die andere mit Greifer versehen ist. Eine Fahrbrücke mit Schleppweiche ermöglicht die gleichmässige Bedienung der gesamten Hallengrundfläche.

Die Dachhaut der Halle wird getragen durch ein System von Fachwerkbindern im Abstand von 16,00 m mit einer Spannweite von 43,00 m mit beidseitigen Auskragungen von je 5,00 m und den senkrecht dazu angeordneten Zwischenbindern im Abstand von 7,16 m mit darüber verlaufenden Pfettensträngen aus I NP 20 als einfache Balken. Die Dachhaut selbst ist hergestellt aus hölzernen Sparren von 8/10 cm mit einer in Nut und Feder verlegten Dachschalung von 24 mm Stärke und einer dreifachen Teerdachpappenlage mit einer 1 cm hohen, auf die Klebmasse aufgestreuten und eingewalzten Brechkiesschicht.

Die kurzen Binderstiele auf Seite der Elektrohängebahn sind als Pendelstützen gedacht und deswegen an den Binderuntergurten beweglich angeschlossen, während sie auf der gegenüberliegenden Seite, zur Ueberleitung der Windkräfte in die Stützen, mit den Bindern steif verbunden sind. Die 1,50 m breiten Stützen sind zur Aufnahme der gesamten Windkräfte sowie der Drehmomente

aus der 2,30 m ausladenden Elektrohängebahn in den Fundamenten eingespannt und diese für eine zweifache Standsicherheit bei einer maximalen Kantendruck von  $3 \text{ kg/cm}^2$  (Kiesboden) dimensioniert worden.

Die Laufbahnen der Fahrbrücke ruhen als einfache Gitterträger von 2,00 m Bauhöhe auf den innern Holmen der Stützen, während ihre Begleitträger von gleicher Bauhöhe seitlich an den äussern Stützenholmen, welche die Dachbinderstiele tragen, angeschlossen sind.

Der Elektrohängebahnträger INP 45 ist mittels Konsolen in Abständen von 2,67 m links und rechts der Stützen an die Laufbahnträger der Fahrbrücke und deren Begleitträger angeschlossen. Hauptträger und Begleitträger sind durch einen oberen und untern Verband zu einem räumlichen Fachwerkbalken zur Aufnahme der Torsionswirkung miteinander verbunden. Der Elektrohängebahnträger selbst erhielt in Abständen von 4,00 m links und rechts der Hallenstützen je eine feste Stossverbindung. — Ausser den normalen Windverbänden in der Dachebene wurde zur Sicherung der räumlichen Stabilität der Halle zwischen den mittlern Stützen der beiden Hallenlängsseiten je ein vertikaler Kreuzverband eingebaut. Derjenige auf Seite der Elektrohängebahn dient gleichzeitig zur Aufnahme der Zugangstreppe zu den Galerien der Hängebahn und zu der Fahrbrücke.

Die *Belastungen* wurden für die statische Berechnung der Halle wie folgt angenommen: Dacheindeckung  $40 \text{ kg/m}^2$ , Schnee  $80 \text{ kg/m}^2$ , Wind  $150 \text{ kg/m}^2$ .

Raddrücke der Fahrbrücke bei einem Radstand von 7,00 m: Eigengewicht 15 t bzw. 10 t  
Eigengewicht mit Nutzlast 22 t „ 15 t  
Raddrücke der Laufkatze bei einem Radstand von 4,30 m: 7,8 t „ 7,5 t

Ausser dem Winddruck von  $150 \text{ kg/m}^2$  wurden keine Schübe in Längs- oder Querrichtung in Rechnung gesetzt, da die Bremskräfte der fahrbaren Teile geringer als die Windkräfte sind und bei einem Winddruck von  $150 \text{ kg/m}^2$  die Transportanlagen nicht im Betrieb sein können. Hingegen ist für die Ermittlung der maximalen Stabkräfte sowie auch für die Standsicherheit der Halle mit einem Winddruck von unten nach oben von  $60 \text{ kg/m}^2$  gerechnet worden. Für die Bestimmung der horizontalen Windkräfte wurden die dem Wind direkt ausgesetzten Konstruktionsteile mit  $150 \text{ kg/m}^2$  und die im Innern unter dem Dach herunterhängenden Teile mit  $75 \text{ kg/m}^2$  getroffener Fläche eingesetzt.

Als *zulässige Spannungen* wurden angenommen: Für auf Zug und Biegung beanspruchte Konstruktionsglieder ohne Wind  $1200 \text{ kg/cm}^2$ , einschliesslich Wind  $1400 \text{ kg/cm}^2$ ; für Druckstäbe ohne Wind  $1100 - 550 \cdot \frac{l}{z}$  bzw.  $600 \left(\frac{l}{z}\right)^2$ , einschliesslich Wind  $1300 - 650 \cdot \frac{l}{z}$  bzw.  $700 \left(\frac{l}{z}\right)^2$ , für Ankerschrauben  $800 \text{ kg/cm}^2$ .

Die nutzbare Kokslagerfläche von  $3300 \text{ m}^2$  wurde mit einer 3,50 m hohen, aus Eisenbetonpfosten und imprägnierten 75 mm starken Holzbohlen bestehenden Abschlusswand umgeben und ausserdem durch einige Längs-

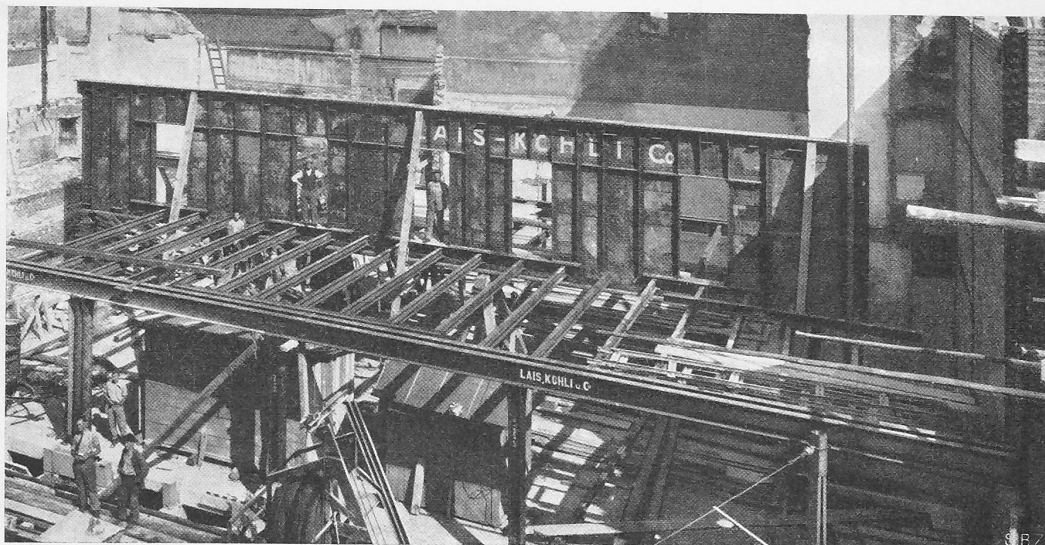


Abb. 7. Ansicht des fertig montierten 3,73 m hohen Wandträgers von 19,76 m Stützweite.

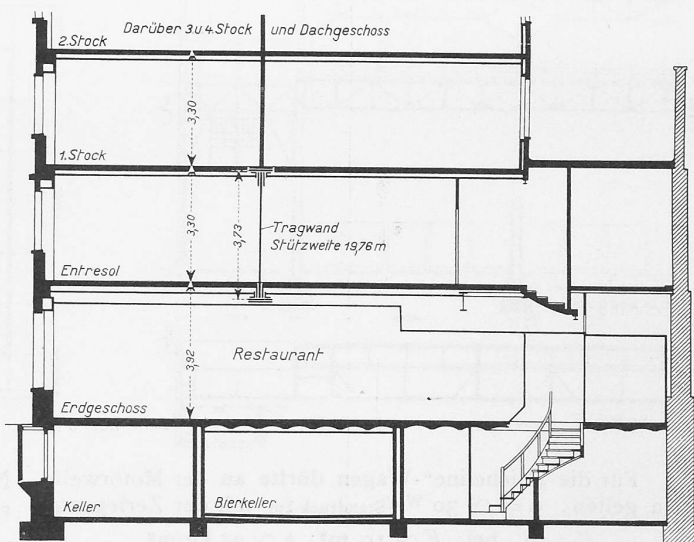


Abb. 6. Gebäudeschnitt mit Wandträger über dem Restaurant. — 1 : 200.

und Querwände in Felder für die verschiedenen Kokssorten unterteilt.

Das maximale *Fassungsvermögen* beläuft sich bei einer Schütthöhe von 7,30 m unter Berücksichtigung der Abböschungen auf rund  $20000 \text{ m}^3$  gleich rund  $10000 \text{ t}$  Koks. Auf eine volle Einwandung der Halle zum Schutze gegen Regenschlag wurde von vornherein verzichtet. Dafür hat man die Dachkonstruktion, deren Traufen sich 19,70 m über Boden befinden, 6,00 m über die Lagerfläche vorgebaut.

Das *Gesamtgewicht* der Stahlkonstruktion ohne Fahrbrücke und Elektrohängebahnträger beträgt rund  $410 \text{ t}$  oder, auf die Hallenrundfläche von  $80 \times 43 \text{ m}$  bezogen  $119 \text{ kg/m}^2$  und auf die Dachfläche von  $92 \times 55 \text{ m}$  bezogen  $81 \text{ kg/m}^2$ .

## II. Stahlblech-Wandträger im Restaurant „zum Leuen“.

Anlässlich der Verbreiterung der Greifengasse in Basel im Jahre 1929 wurde der Verfasser mit der Projektierung und Berechnung der Tragkonstruktionen zu einem fünfstöckigen Restaurant-Neubau der Brauerei Warteck in Basel, mit dessen architektonischer Durchführung die Architekten Bräuning & Leu beauftragt waren, betraut. Im Erdgeschoss war ein stützenfreies Restaurant-Lokal von 10 m Breite und 19,30 m Länge unterzubringen.

NEUERE STAHLKONSTRUKTIONEN IM HOCHBAU VON ING. ROB. GSELL-HELDT IN BASEL.

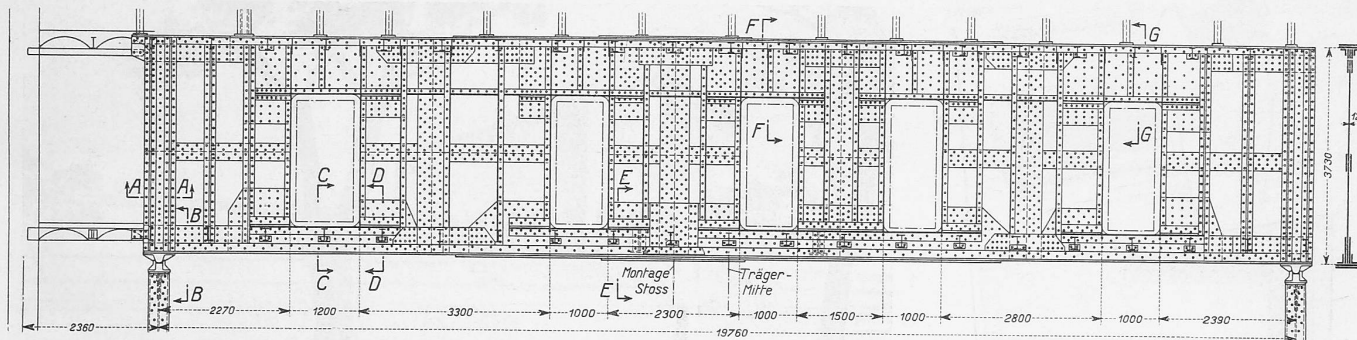


Abb. 8. Ansicht des genieteten Blechbalkenträgers von 3730 mm Höhe und 19760 mm Stützweite. — Masstab 1 : 120.

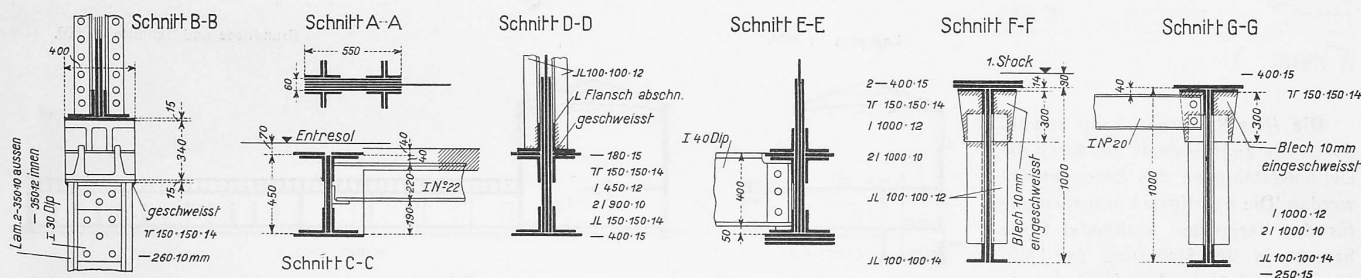


Abb. 9. Schnitte zu Abb. 8. — Masstab 1 : 40.

Im Hinblick auf die in der Längsrichtung über dem Lokal liegende, durch sämtliche Stockwerke und den Dachraum aufgehende Tragwand (Abb. 6) lag der Gedanke nahe, diese im Entresol auf ihre ganze Geschosshöhe als Blechbalkenträger mit entsprechenden Ausklinkungen für die durch die Raumeinteilung des Entresol bedingten fünf Türen auszubilden. Dabei war besonders darauf zu achten, dass die untere Gurtung möglichst wenig unterhalb der seitlich anzuschliessenden Gebälke des Entresolbodens vorsprang, um die geplante lichte Raumhöhe bei ebener Deckenuntersicht einhalten zu können. Die obere Gurtung (Abb. 9, F-F) wurde bis auf 6 cm unterhalb des rohen 1. Stockwerkbodens geführt und dessen Gebälke ebenfalls seitlich angeschlossen, wodurch die Gurtung gegen seitliches Ausknicken eine solide Versteifung bekam.

Der Träger hat bei einer Gesamtbelastung von 487 t ein Moment von 1241 mt bei einer Biegebbeanspruchung von 1140 kg/cm<sup>2</sup> aufzunehmen. Die Querkräfte bei den Türöffnungen wurden entsprechend den Trägheitsmomenten der Ober- und Untergurtquerschnitte verteilt angenommen, wobei die Wahl der Querschnitte im Sinne einer möglichst gleichmässigen Materialbeanspruchung in allen Trägerteilen getroffen wurde.

Die Knickfestigkeit des Stehbleches und der Aussteifungen wurden nach der Theorie von H. Rode (Der Eisenbau, Jahrgang 1916) untersucht und die  $\frac{1}{2}$  Aussteifungen im Bereich der Auflager reichlich bemessen, da die bei dieser Theorie vorausgesetzten Zugdiagonalen im Stehblech bei den Türöffnungen zum Teil durchschnitten werden, während im mittlern Trägerteil bei bedeutend kleinern Querkräften nur einfache  $\frac{1}{2}$  Aussteifungen vorgesehen wurden. Um eine möglichst zentrische Kraftübertragung auf die mit Lamellen verstärkten Auflagerstützen zu erzielen, wurde der Träger auf Stahlguss-Kipplager aufgesetzt.

Die Ausführung des 28,5 t schweren Trägers in der Werkstätte erfolgte mit Rücksicht auf den Transport zur Baustelle in zwei Teilen, deren Stoss alsdann auf Montage genietet wurde.

Unsere Abb. 7 nebenan zeigt eine photographische Aufnahme des fertig montierten Wandträgers.

Die Riss-Sicherheit von Eisenbetonkonstruktionen.

Hierüber sprach am 51. Diskussionstag des S.V.M.T und der S.I.A.-Fachgruppe Samstag, den 2. Dez. 1933 vor voll besetztem Auditorium I der E.T.H. Oberbaurat Dr. Ing. h. c. Fritz v. Emperger. Das Vortragsthema behandelte das Hauptargument, das häufig gegen die Anwendung von hochwertiger Betonbewehrung mit erhöhten Beanspruchungen angeführt wird und war deshalb von grosser aktueller Bedeutung. Die klaren Ausführungen des Referenten stützten sich auf umfangreiche, in Deutschland und Oesterreich ausgeführte Versuche mit Normalbewehrung St. 37 und mit hochwertigen Stählen St. 48, 52 und 55, sowie mit Istege-Bewehrung. Sie haben wertvollen Aufschluss ergeben über die Bedeutung der Armierungs-Streckgrenze, der Beton-Druckfestigkeit sowie der Riss- und Bruchsicherheit der Eisenbetonkonstruktionen. Die wichtigsten Ergebnisse der vorgetragenen Untersuchungen von Dr. F. v. Emperger sind auch in seiner Abhandlung: „Hochwertiger Stahl im Eisenbeton“ niedergelegt, die im Heft 22 der Zeitschrift „Beton und Eisen“ 1933 erschienen ist. Es können hier nur einzelne Folgerungen angedeutet werden: Die Erreichung der Streckgrenze der Armierung bedingt durch Beginn der grossen Deformationen den Bruch der Eisenbetonbalken, sofern der Bewehrungsanteil geringer ist als rd. 1,5% für St. 37 und rd. 1% für hochwertigen Stahl und sofern die mittlere Würfelstärke des Beton 150 kg/cm<sup>2</sup> übersteigt. Wenn ein Stahl keine ausgesprochene Streckgrenze aufweist (z. B. Istege-Bewehrung), so gilt als Streckgrenze die Spannung, die bei einer Gesamtdehnung von 4‰ auftritt. Nur wenn der oben genannte Bewehrungsanteil überschritten wird, muss die Randspannung im Biegebalken nachgewiesen werden; sie soll  $\frac{1}{3}$  der Würfel-Druckfestigkeit nicht überschreiten. Bedingung für die Gültigkeit dieser Angaben ist, dass der Verbund der Eisenbetonbalken gewährleistet ist (Scher- und Haftspannungen).

Nur die nach Entlastung offen bleibenden Risse sind schädlich, den ersten sichtbaren Rissen kommt keine Bedeutung zu. Diese treten in der Regel schon bei zulässigen Spannungen (1200 kg/cm<sup>2</sup>) auf, bei Plattenbalken häufig schon unter der halben zulässigen Last. Durch wiederholte Beanspruchung werden die Risslasten noch weiter erniedrigt. Das Auftreten der ersten Risse ist hauptsächlich von den Abmessungen des Beton (d. h. von den Beton-, bzw. Eisenzugspannungen) abhängig und wird vom Bewehrungsanteil kaum beeinflusst. Die Tatsache, dass bei praktischen Ausführungen verhältnismässig wenig Risse auftreten, ist in der monolithischen Ausführung der Eisenbetonbauten begründet und darin, dass die zulässigen Lasten meist nicht voll wirksam sind.