**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
**Band:** 55/56 (1910)
**Heft:** 23

**Artikel:** Zwei monumentale Hallenbauten in Eisenbeton
**Autor:** Spangenberg, H.
**DOI:** https://doi.org/10.5169/seals-28808

**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:** 03.02.2026

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

INHALT: Zwei monumentale Hallenbauten in Eisenbeton. — Wohnhaus Wegelin-Naeff. — Städtebauausstellung Zürich 1911. — Bemerkenswerte Neuerungen bei Druckluftgründungen. — Zur Besetzung der Kreisdirektion V der S. B. B. — Eidgenössisches Polytechnikum in Zürich: Statistische Uebersicht. — Miscellanea: Eine Schlepplokomotive von ungewöhnlicher Bauform. Schweizerischer Verband für die Materialprüfungen der Technik. Schnellaufende Diesel-Kleinmotoren. Basler Kunstmuseum. Schweizerische Bundesbahnen. Weltausstellung Paris 1920. — Konkurrenzen: Lorraine-Brücke in Bern. — Literatur. — Vereinsnachrichten: Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein. Technischer Verein Winterthur. G. e. P.: Stellenvermittlung.
Tafeln 65 bis 68: Wohnhaus Wegelin-Naeff.

Band 56. *Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und genauer Quellenangabe gestattet.* Nr. 23.

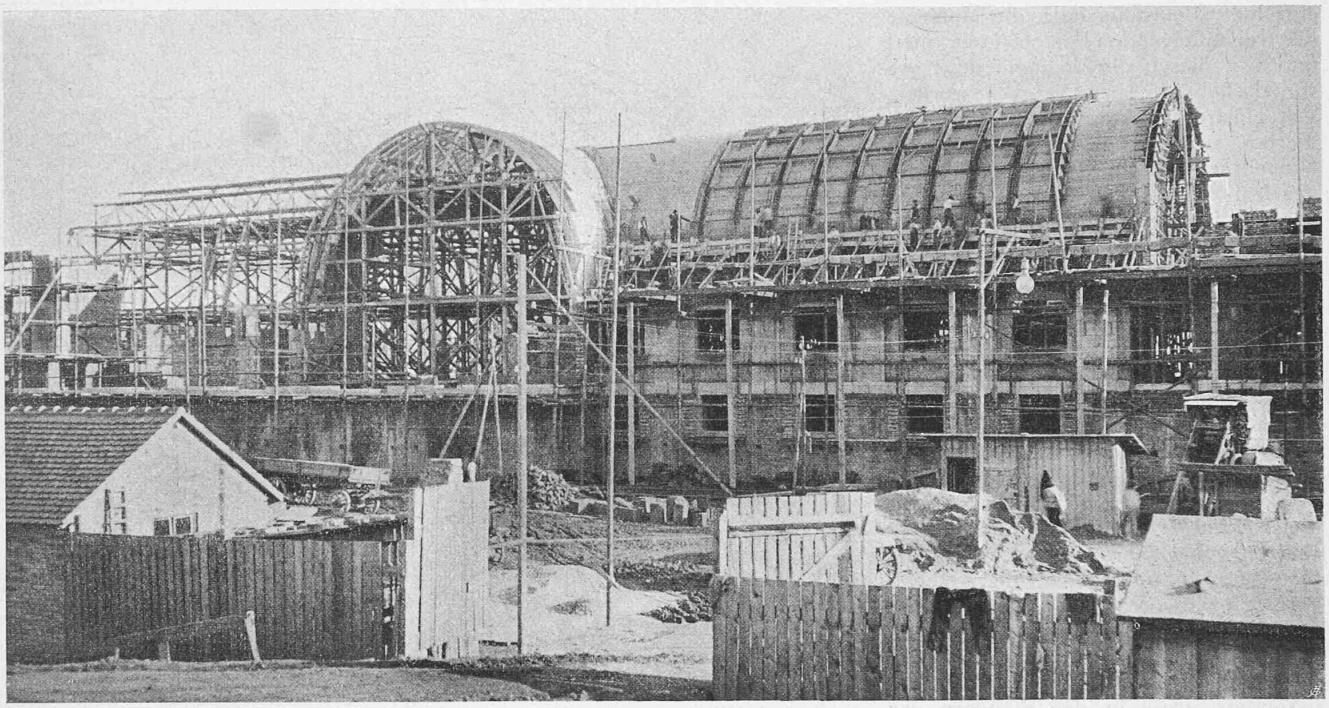

Abb. 20. Gesamtbild der Gerüst- und Einschalungsarbeiten für die Durchgangs- und die Schalterhalle.

# Zwei monumentale Hallenbauten in Eisenbeton.

Von Dipl.-Ing. *H. Spangenberg*, Direktor der A.-G. Dyckerhoff & Widmann in Karlsruhe i. B.

## II. Die Haupthalle des Empfangsgebäudes im neuen Hauptbahnhof Karlsruhe.

(Schluss.)

Die Abbildungen 19 und 20 zeigen die Ausführung der Halle in verschiedenen Bauzuständen. Bei dem Gerüst sind ähnlich wie bei dem Ulmer Gerüst etwa im oberen Drittel Keile zum Ablassen angeordnet; es ist so konstruiert, dass die Drücke auf die Zugband-Betonstützen zusammengeführt werden, die also gleichzeitig den Unterbau des Gerüstes bilden. In der Längsrichtung sind wieder möglichst Sprengwerk-Konstruktionen zur Verminderung der Holzmengen angeordnet. Abbildung 19 zeigt einen Teil des Gerüstes mit der Verschalung für die Tonne, gesehen von der Höhe der Erdgeschossdecke; links wird bereits die Eisen-Armierung der fachwerkartigen Wand-Konstruktion aufgestellt.

Vor der weiteren Betrachtung des Bauvorganges ist es nötig, die Berechnung und Konstruktion der Binder kurz zu berühren. Den Berechnungen waren für die Ermittelung der inneren Kräfte die preussischen Bestimmungen zu Grunde gelegt, als Höchst-Beanspruchung für das Eisen wurde 1000 $kg/cm^2$, für die Beton-Konstruktionen im allgemeinen 40 $kg/cm^2$ angenommen, nur in den Ständern der Binder 50 $kg/cm^2$ und in den Gelenken bis zu 60 $kg/cm^2$. Auch sonst gestattete die bauleitende Verwaltung in vorbildlich liberaler Weise sachgemässe Erweiterungen der preussischen Bestimmungen, wie sie für solche Grosskonstruktionen unerlässlich sind. Mustergültig in dem Sinne, dass unterschieden wird zwischen den normalen Hochbau-Konstruktionen und den Gross-Konstruktionen, die schon ihrem Umfang nach die genaueste Berechnung aller einwirkenden Kräfte bedingen, sind die neuen Schweizer Vorschriften, vielleicht bis auf den einen Punkt, dass das Eigengewicht des Eisenbetons zu 2500 $kg/m^3$ angenommen ist, was für die Entwicklung des Baues weitgespannter Eisenbetonhallen als eine unnötige Erschwernis erscheint.

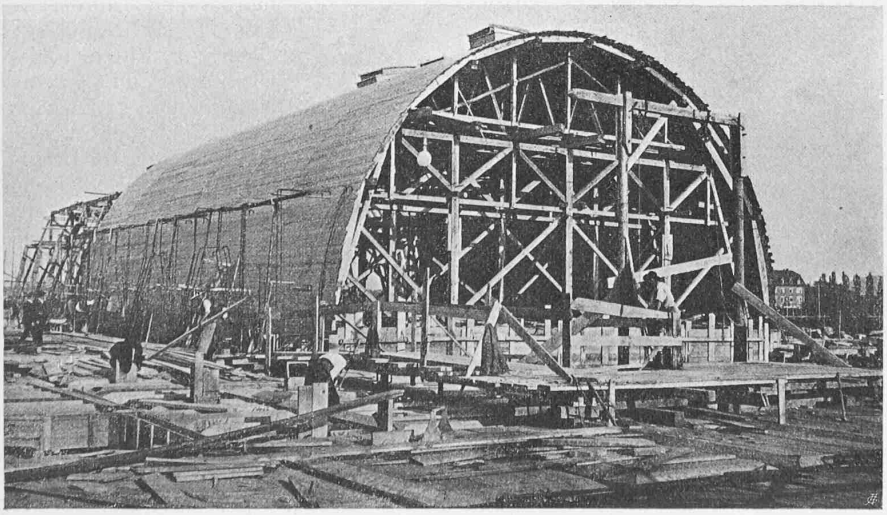

Abb. 19. Hallengerüst in Höhe der Erdgeschossdecke.

Die Berechnung der äusseren Kräfte der Dreigelenk-Bögen ist ja eine einfache Aufgabe; es wurde vorher durch Einzel-Untersuchungen festgestellt, dass die ungünstigsten Beanspruchungen fast durchweg bei Vollbelastung auftreten und dass die Stützlinie im Innern der Halle stark exzentrisch verläuft, nur bei einseitigem Winddruck tritt sie in der Nähe des Scheitels etwas aus der Halle heraus (Abbildung 21). Zur Erzielung einer grössern Genauigkeit sind für die einzelnen Belastungsfälle die Momente des frei aufliegenden Balkens konstruiert und von diesen die Momente des Horizontalschubes in Abzug gebracht worden. Der Horizontalschub selbst ergibt sich hierbei aus der Bedingung, dass sein Moment im Scheitel gleich dem Moment des frei aufliegenden Balkens ist, denn das resultierende Moment ist ja im Scheitel gleich Null. Nach Ermittelung des Horizontalschubes konnten die Stützlinien gezeichnet werden. Es ist für die Berechnung derartiger Bogen und Rahmen durchaus zu empfehlen, die Stützlinie zu zeichnen, auch bei statisch unbestimmten Konstruktionen. Man bekommt dadurch ein sehr anschauliches Bild von dem Verlauf der Kräfte und übersieht vor allen Dingen nicht die Wirkung der Normalkräfte. Bei den meisten dem Verfasser bekannten Berechnungen von Rahmen, mit denen ja die Eisenbeton-Literatur zurzeit überreichlich versorgt wird, beschränkt man sich fast stets auf die Berechnung der Momente. Der Fehler, den man durch Vernachlässigung der Normalkräfte begeht, ist besonders gross in den Ständern der Bögen. Man erhält ohne Berücksichtigung der Normalkräfte die Betondruckspannungen zu niedrig und einen zu grossen Eisenquerschnitt, und zwar ist die Eisen-Armierung gegenüber der nach der richtigen Berechnung erforderlichen 30 bis 40% zu gross. Berücksichtigt man, welche Schwierigkeiten oft die Unterbringung der Eisen in den meist schmalen Ständern macht, so ist durch die genaue Berechnung nicht nur ein wirtschaftlicher, sondern auch ein konstruktiver Vorteil erreicht; der wirtschaftliche Vorteil ist umso grösser, je höhere Beton-Beanspruchungen man zulässt. Beton-Beanspruchungen bis zu 50 und 60 $kg/cm^2$ unter Berücksichtigung aller Nebenspannungen erscheinen dem Verfasser aber in den Ständern solcher Konstruktionen bei fetter Betonmischung und sorgfältiger Herstellung als durchaus zulässig.

Diese auffällige Vernachlässigung der Normalkräfte ist vielleicht teilweise dadurch zu erklären, dass es bei der Berechnung statisch unbestimmter Bögen mit reichlichem Pfeilverhältnis zulässig ist, die Formänderungsarbeit der Normalkräfte zu vernachlässigen. Die Wirkung dieser Kräfte selbst muss aber sehr wohl berücksichtigt werden. Ferner mag auch noch der Umstand mitgewirkt haben, dass die Berechnung der Spannungen für Biegung und Normaldruck bei Eisenbetonkonstruktionen recht verwickelt ist. Sie ist rechnerisch nur bei einfachen Rechteck-Querschnitten praktisch durchführbar und erfordert bekanntlich die Lösung einer Gleichung dritten Grades. Durch Anwendung einer Modifikation des bekannten graphischen Verfahrens von Mohr zur Bestimmung der Trägheitsmomente vermindern sich diese Schwierigkeiten schon erheblich,[1]) umgangen werden sie aber ganz, wenn man so verfährt, dass man nicht für einen gewählten bestimmten Querschnitt die Spannungen berechnet, sondern die zulässigen Spannungen festsetzt und nun den Querschnitt in seinen

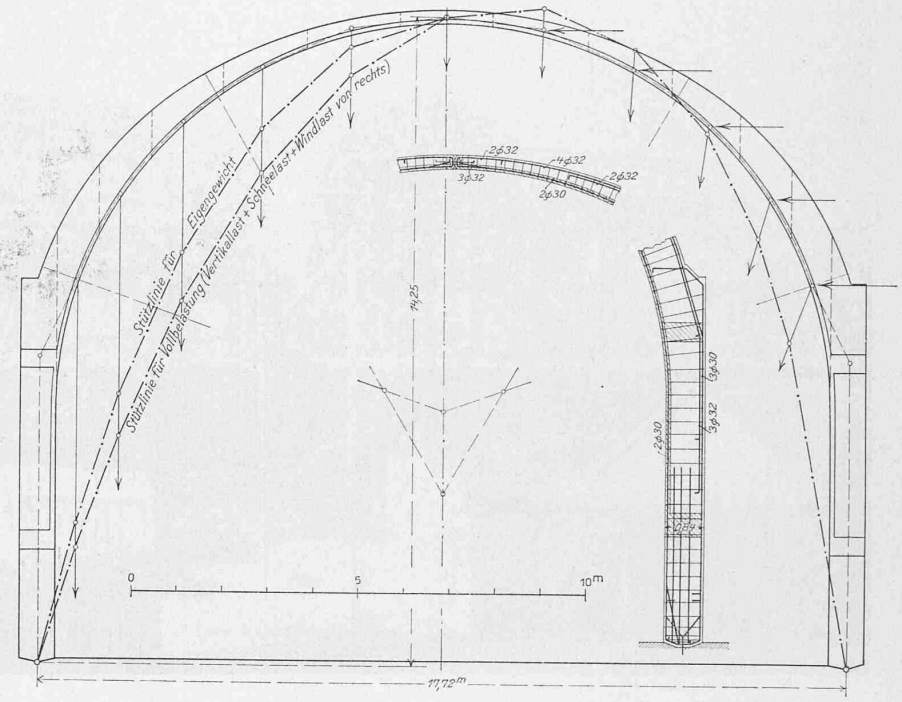


Abb. 21. Stützlinien und Konstruktion der normalen Durchgangshallen-Binder. — 1 : 150.

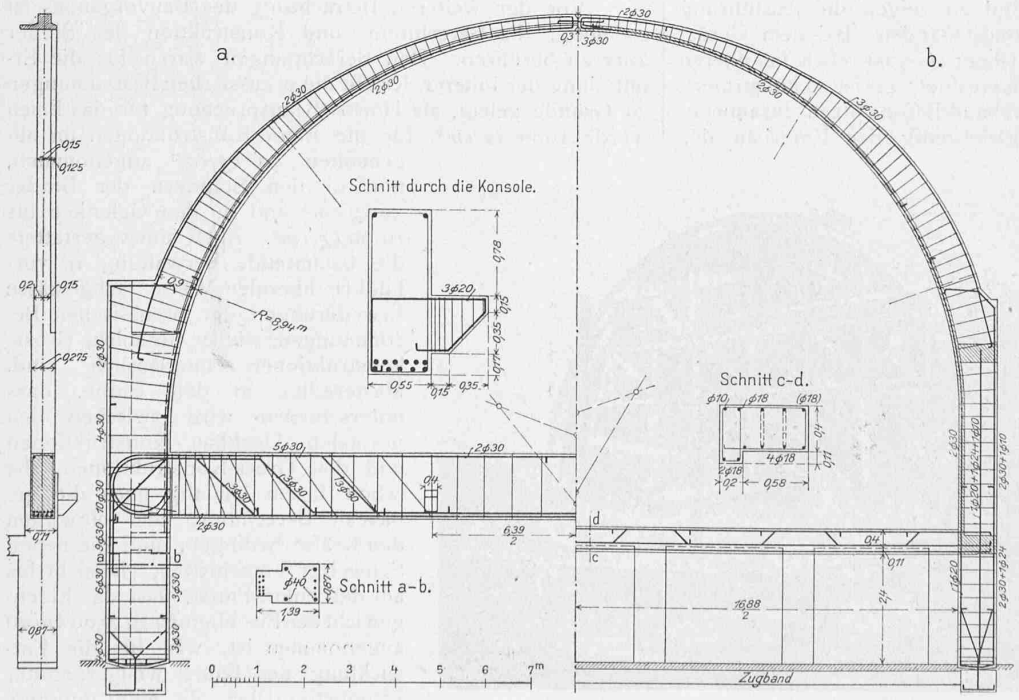


Abb. 22 a u. b. Binder an den Kopfenden der Schalter- bezw. der Durchgangshalle. — Masstab 1 : 150.

[1]) Vergl. Professor C. Guidi. «Il Cemento» 1906 Nr. 1.

Abmessungen bestimmt. Dann hat man es rechnerisch oder zeichnerisch nur mit linearen Funktionen zu tun.

Auf diese Weise ist die Bestimmung der Abmessungen der Bogenbinder der Karlsruher Halle erfolgt.[2]) Die gewählte Armierung eines normalen Binders ist aus Abbildung 22 ersichtlich; im wesentlichen wurden hier Rundeisen von 30 und 32 *mm* Stärke verwendet. Wie aus dem Verlauf der Stützlinie hervorgeht, ist der Obergurt der Balken der Zuggurt, der die Armierung trägt; zur Sicherung gegen Nebenspannungen und als Montageeisen sind auch im anderen Gurt überall mindestens zwei kräftige Rundeisen angeordnet. Die in den Binderfüssen sichtbaren Eisen, die mehr nach der Mitte der Binder liegen, dienen dazu, die Schubkräfte aufzunehmen, die durch das Kreuz-Gewölbe der Hallen in den Längsrichtungen der Hallenkonstruktionen ausgeübt werden. Während der Binder der Abbildung 22 ein Binder der Durchgangshalle ist, der also die Deckenfläche als Druckplatte besitzt, haben die Binder zwischen den Oberlichtern annähernd Rechtecksform. Sie liegen aus architektonischen Gründen aber sehr eng, mit rund 2 *m* Abstand, sodass auch sie trotz des Fehlens der Druckplatte sehr leicht ausgefallen sind. Die Scheitelstärke aller dieser Binder beträgt 30 *cm*, in Höhe des Hauptgesimses des Gebäudes ist die Stärke 90 *cm*.

Die Armierungseisen der Binder der Durchgangshalle mussten teilweise, wie Abbildung 15 zeigt, in zwei Ebenen abgebogen werden, soweit die Fachwerk-Konstruktionen Teile der Binder bilden. Wie schon früher erwähnt, hat die Gliederung der Fachwerk-Konstruktion auf die Bogenwirkung gar keinen Einfluss. Die Einwirkung der Momente und Normalkräfte des Bogens auf die Fachwerk-Konstruktion der Wand ist leicht zu berechnen, diese Kräfte und Momente werden nach Cremona zerlegt und ergeben mit den unmittelbaren Beanspruchungen der Wand die Grenzwerte der Spannungen in diesen Konstruktionsteilen.

Ausser den normalen Dreigelenkbogen wurden noch vier verschiedene andere Binderkonstruktionen erforderlich. Bei dem südlichen Endbinder der Durchgangshalle ist über den Eingängen zu dem Haupttunnel ein verhältnismässig leichter Träger zum Tragen der gläsernen Schürze angeordnet, der wegen seiner geringen Steifigkeit als ein gelenkig angeschlossenes Zugband des Binders berechnet wurde (Abbildung 22 rechts). Dadurch wird der Bogen einfach statisch unbestimmt, der Horizontalschub in dem überhöhten Zugband wurde als statisch unbestimmte Grösse angeführt, er entlastet den Binder ganz wesentlich. In noch höherem Masse ist dies der Fall beim westlichen Endbinder der Schalterhalle (Abbildung 22 links), wo der Träger, der die Glasschürze trägt, auf 18 *m* frei gespannt werden musste, um den Zugang von der Schalterhalle zu den anschliessenden Gepäckräumen nicht zu beengen. Die Anschlüsse des Trägers an den Bogen sind starr ausgebildet und wurden auch so berechnet; der Träger selbst wird dadurch gleichfalls sehr entlastet, denn er hat bei 18 *m* Spannweite eine Höhe von nur 1,45 *m*. Das ganze Tragwerk ist also ein Dreigelenkbogen mit starr angeschlossenem überhöhten Zugbalken. Die Konstruktion ist dreifach statisch unbestimmt. Als die statisch unbestimmten Grössen können zum Beispiel der Horizontalschub in den Fussgelenken und die beiden Anschlussmomente des Querträgers an den Bogen angesehen werden. Die Stützlinie des statisch unbestimmten Systems verläuft im oberen Teil des Bogens fast ganz im Bogen selbst, die Armierung ist aus praktischen Gründen und zur Aufnahme von Nebenspannungen weit reichlicher ausgeführt, als rechnungsmässig erforderlich ist. Besonderer Wert wurde auf die Aufnahme der Zugspannungen an den Anschlusstellen des Querbalkens gelegt;

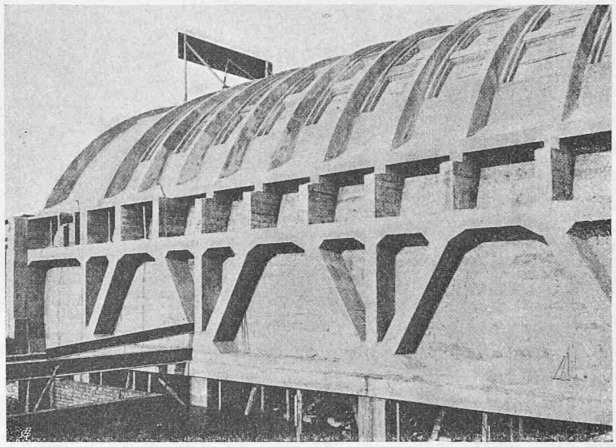

Abb. 24. Rückansicht der fertig einbetonierten Schalterhalle.

es ergaben sich dabei schleifenförmige Führungen der Eisen als zweckmässig. In der Mitte ist der Querträger mit 11 Eisen je 30 *mm* armiert.

Abbildung 23 zeigt die Eiseneinlagen der Wandkonstruktion, die eine recht verwickelte Anordnung erhielten. Es handelt sich um die Eisenlagen eines Teiles der Nordwand der Schalterhalle mit der Fachwerkkonstruktion; die Wände der Durchgangshalle sind wesentlich einfacher. Die fertig betonierte westliche Längshalle zeigt Abbildung 24. Oben sind die einzelnen Bogenbinder ersichtlich, die weiter unten durch die fachwerkartige Wandkonstruktion auf die einzelnen Pfosten herab geführt werden. Die Abbildung lässt auch die Gliederung der Kassettierung gut erkennen.

Besonderes Interesse beanspruchte die Konstruktion der Gelenke. Sie sind als sogenannte Plattgelenke ausgebildet. In gleicher Weise wie bei den Nürnberger Bahnsteighallen und der Ausstellungshalle in München (beides Ausführung von Dyckerhoff und Widmann A.-G.) ist durch Einlegung von mehrfachen Dachpappstreifen in den äussern Dritteln der Berührungsfläche die Gelenkfläche auf ein Drittel der Binderbreite herabgesetzt worden. In der Mitte dieser Breite sind starke Rundeisendübel zur Aufnahme der Scherkräfte durch-

[2]) Eine Abhandlung über die Berechnung und die konstruktiven Einzelheiten der Karlsruher Halle wird demnächst in der Zeitschrift «Armierter Beton» erscheinen.

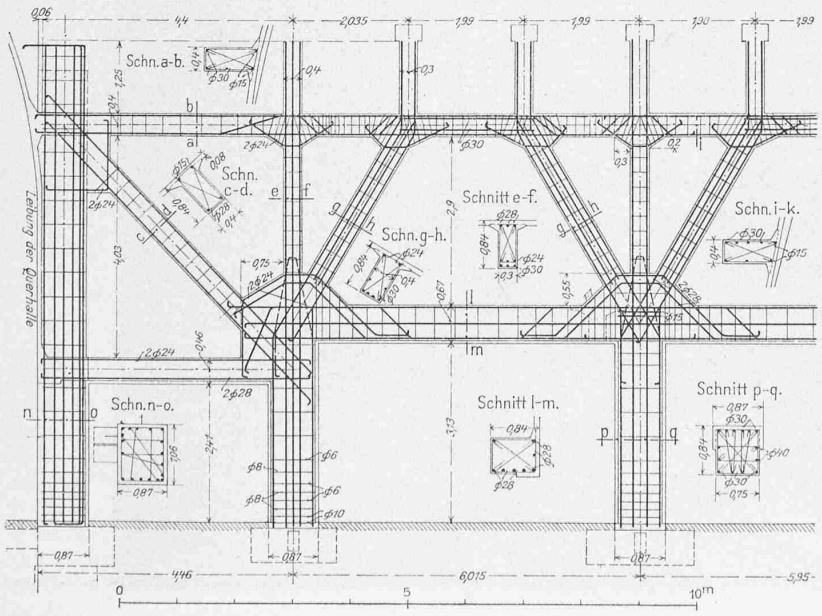


Abb. 23. Konstruktion der Schalterhallenwand, Ansicht und Schnitte (etwa 1 : 120).

geführt. Diese Gelenkausbildung hat den Vorteil, dass die Dübeleisen einbetoniert sind, ausserdem erscheint dem Verfasser die Gelenkwirkung für Hallen dieser Spannweite genügend zu sein. Es ist ja dafür gesorgt, dass die Gelenkquerschnitte irgendwie belangreiche Biegungsmomente nicht zu übertragen vermögen.

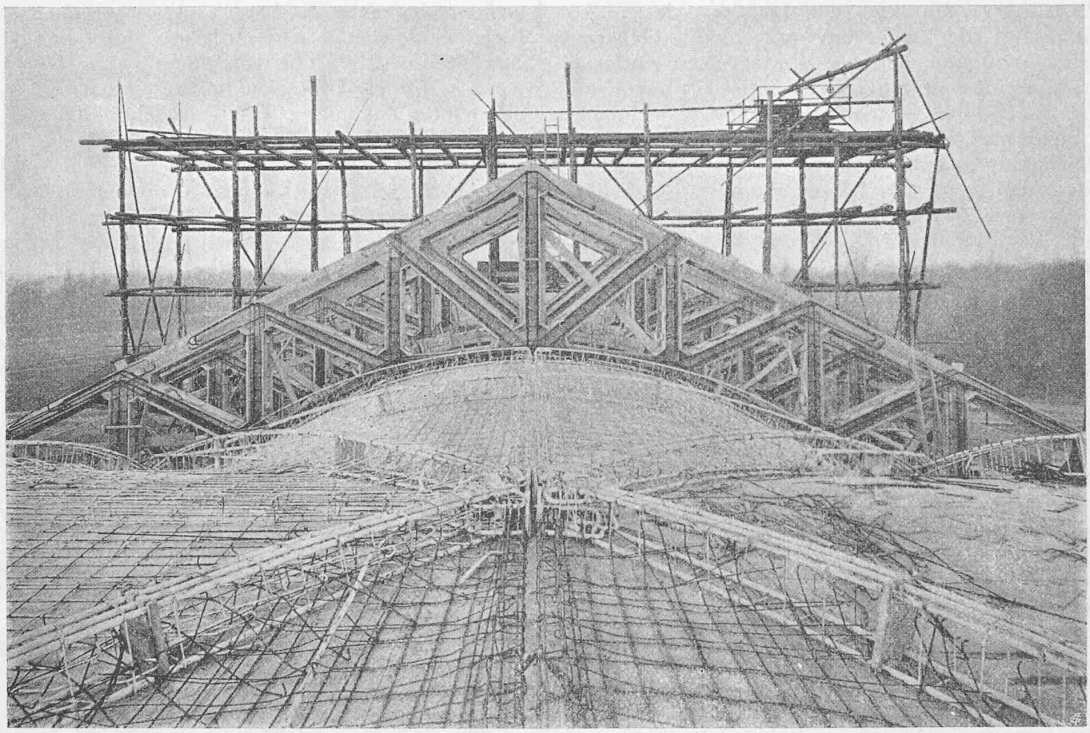

Abb. 26. Armierung des Kreuzgewölbes und der Fachwerkbogenbinder über der Eingangshalle (Blick gegen Norden).

Beim Ausrüsten hat die Halle ein überraschend günstiges Ergebnis gehabt: die grösste Senkung im Scheitel betrug nur 0,5 *mm*, sie wurde durch Leuner'sche Durchbiegungsmesser, die bis zu $^1/_{1000}$ *mm* ablesen lassen, festgestellt. Irgend welche Rissebildung oder Bewegungen im Scheitelgelenk konnte man nicht beobachten. Das spricht dafür, dass die Bögen wirklich als Dreigelenkbögen wirken, denn wenn sie als eingespannte oder Zweigelenkbögen wirken würden, hätten die alsdann im Scheitel auftretenden grössern Biegungsmomente sicherlich zu einer Rissebildung beim Gelenkquerschnitt geführt. Die von uns rechnerisch ermittelte Durchbiegung war wesentlich grösser, nämlich 7 *mm*. Allerdings tritt bei dieser Berechnung die Schwierigkeit auf, die Formänderungen der Fachwerk-Wandkonstruktion durch richtige Wahl der Trägheitsmomente richtig zu fassen.

Abb. 25. Betonieren am Kreuzgewölbe, Blick gegen Süden auf den Zugangstunnel der künftigen Geleise-Perrons.

Die beiden durchgehenden Fugen in den Scheiteln der Bögen (Abb. 18, S. 295) kreuzen sich im Mittelpunkt der Halle und ergeben von selbst die Punkte für die Scheitelgelenke der Gratbinder des Kreuzgewölbes (Abb. 25 u. 26). Dieses besteht aus zwei Gratbindern mit vier Seitenbindern und vier Wandbindern. Dort, wo die beiden Bewegungsfugen in den Scheiteln der Halle die Binder schneiden, sind jeweils Gelenke angeordnet. Die eigentlichen Gratbinder sind nun nicht als freie Dreigelenkbogen berechnet, sondern als Dreigelenkbogen, die in Höhe des Hauptgesimses beiderseits durch die anschliessenden steifen Wandkonstruktionen festgehalten sind. Damit werden die

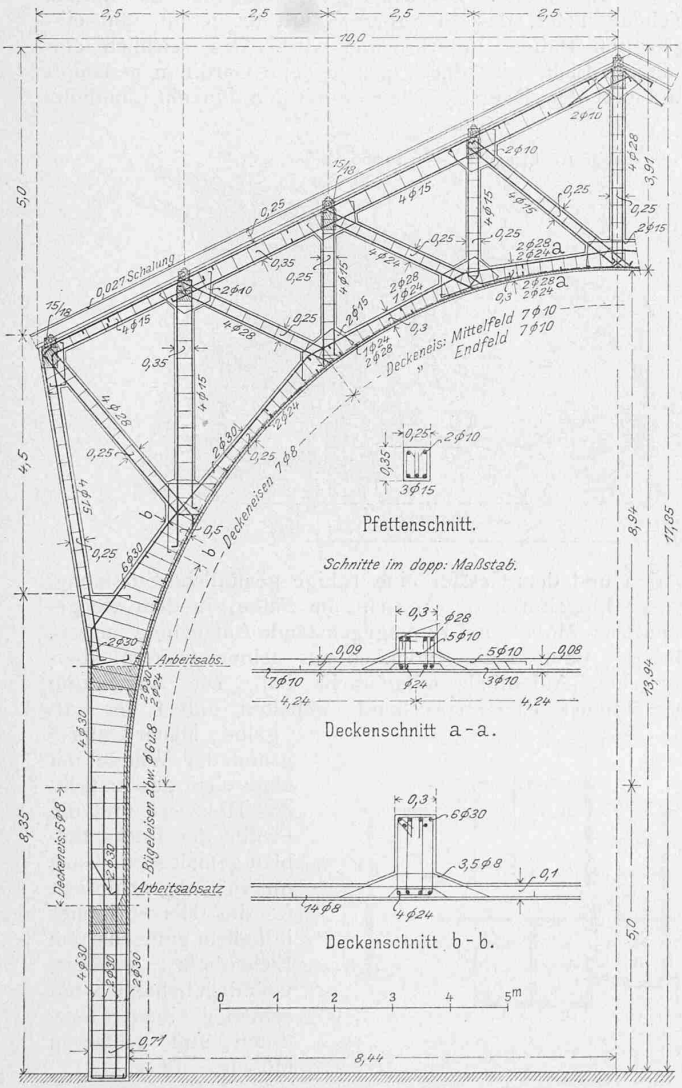


Abb. 27. Fachwerk-Bogenbinder der Eingangshalle (etwa 1 : 120).

Binder zweifach statisch unbestimmt, ihre Beanspruchungen werden hierdurch ganz beträchtlich herabgemindert. Die Beanspruchung in den Scheitelgelenken der Halle ist etwa 30 $kg/cm^2$, in den Fussgelenken steigt sie dagegen bis 60 $kg/cm^2$.

Abbildung 25 zeigt das Betonieren des Kreuzgewölbes, das gleichzeitig von den vier Ecken aus erfolgte; auf Abbildung 26 sind im Vordergrunde die vier Gratbinder des Kreuzgewölbes mit dem Scheitelgelenk ersichtlich. Dahinter sieht man die Schalung und Armierung der drei Fachwerkbogenbinder, deren Obergurt der Dachneigung des äusseren Daches entspricht, das seine Drücke mittels hölzerner Sparren und Eisenbeton-Längspfetten auf die Binder überträgt. Der Untergurt der Binder ist nach der an ihnen hängenden Hallentonne geformt; das Bild zeigt die Einrüstung der Fachwerke und einen Teil der Eiseneinlagen. In Abbildung 27 ist die Eisenarmierung dieser Fachwerkbogen-Binder wiedergegeben. Es wäre unzweckmässig gewesen, sie als Dreigelenkbogen auszubilden, der Binder hat nur Fussgelenke und ist somit ein einfach statisch unbestimmter Fachwerkbogenbinder. Die Stabkräfte sind unter der Annahme von Gelenken berechnet wie bei Eisenkonstruktionen, bei den Untergurtstäben sind die Biegungsspannungen durch die angehängte Hallentonne berücksichtigt. Ebenso ist die Biegungs- und Normalspannung in den beiden steifen Ständern genau ermittelt worden, indem diese je als eine starre Scheibe angesehen wurden, an die das Fachwerk in zwei Gelenkpunkten angeschlossen ist. Durch den Umstand, dass das Fachwerk keine Gelenke hat, sondern steife Knotenpunkte, treten wesentliche Nebenspannungen in den Stäben auf, und zwar sind bei der starren Eisenbetonkonstruktion diese Nebenspannungen natürlich höher als bei einer Eisenkonstruktion. Die umständliche Berechnung dieser Nebenspannungen ist nicht durchgeführt worden, dafür sind die zulässigen Grenzwerte für die berechneten Spannungen sehr niedrig angenommen worden, für den Beton mit 30 $kg/cm^2$, für das Eisen mit 850 $kg/cm^2$.

Der Hallenbau ist jetzt im wesentlichen beendet, nur die polierten Sichtflächen der untern Teile sind noch fertigzustellen. Man kann schon jetzt feststellen, dass die Innenwirkung der Halle, die den Beton, wie bei der Kirche in Ulm, allenthalben als vollwertigen Baustoff zeigt, eine sehr vornehme und weiträumige sein wird.

Dass dieses bedeutsame Bauwerk zur Ausführung gekommen ist, ist nächst der durch Herrn Baurat Professor Stürzenacker gegebenen Anregung vor allem der Grossh. Generaldirektion der Badischen Staats-Eisenbahnen zu danken, die in ihrem Bereiche in neuerer Zeit der Eisenbetonbauweise für Hoch- und Tiefbauten vielfach die Tore geöffnet hat und die auch die Genehmigung zur Ausführung der oben besprochenen Konstruktion gab, die den Mittelpunkt des neuen Bahnhofes der Landeshauptstadt bilden soll.

Sowohl die Kirche in Ulm wie die Karlsruher Halle legen ein schönes Zeugnis von dem heutigen Stande unserer Betonbautechnik ab. Sie sind aber auch bemerkenswerte Beispiele für die massive Ueberdeckung grosser Räume, einem alten Problem menschlichen Könnens — seit den griechischen Tempelbauten. Bei den mittelalterlichen Domen in Strassburg, Freiburg, Cöln und in Ulm, wo man zu diesem Vergleich besonders angeregt wird, sind in den Mittelschiffen Spannweiten von 12 bis 14 *m* erreicht worden. Die Renaissance-Baumeister, die durch die Steigerung der Breitenentwicklung im Gegensatz zur Gotik ihre Raumwirkungen zu erzielen suchten, gingen allmählich bis zu 17 *m*, im Dom zu Florenz, und die grösste Weite wurde schliesslich mit rund 23 *m* beim Mittelschiff von St. Peter in Rom überspannt.

Der Eisenbetonbau hat in einer kurzen Entwicklung von wenigen Jahrzehnten dieses Mass überschritten und wenn man erwägt, mit wieviel geringerem Aufwand an Material und an Zeit wir heute derartige Aufgaben lösen können, so darf man wohl behaupten, dass für die massive Ueberdeckung grosser Räume durch den Eisenbetonbau ein bedeutsamer Fortschritt in unserer Baukunst erzielt worden ist. Eines freilich ist anders geworden. Die alten Meister waren Architekten und Konstrukteure *zugleich*, daher auch die grosse Einheit in ihren Werken. Heutzutage ist dies nicht mehr möglich, bei der grossen Ausdehnung und Spezialisierung unserer Bautechnik. Darum ist es vor allem nötig, dass für solche Monumentalbauten *Architekt und Ingenieur von Haus aus mit einander arbeiten*, mehr noch, als es bei den beiden beschriebenen erstmaligen Bauten möglich gewesen ist. Dann werden wir monumentale Eisenbetonbauten erhalten, die organisch aus dem Wesen des Baustoffes und der Konstruktion heraus entwickelt sind und die dann auch eine grosse Schönheit in sich tragen, eine Schönheit, die allmählich auch denen erkennbar werden wird, die heute den neuen Formen noch ablehnend gegenüberstehen, eine Schönheit, die aus der Zweckmässigkeit und aus der Wahrheit geboren ist.