

DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang

9. Juli 1937

Heft 27/28

VOM BAU DES „DEUTSCHEN HAUSES“ AUF DER INTERNATIONALEN AUSSTELLUNG PARIS 1937.

Von Dipl.-Ing. G. Stroh, Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt.

Übersicht: Nach einer allgemeinen Beschreibung des „Deutschen Hauses“ auf der Internationalen Ausstellung Paris 1937 und einer Begründung für die Auswahl der Baustoffe, folgt eine eingehende Darstellung der Bauausführung. Es werden die Schwierigkeiten beschrieben, welche die allgemeine Organisation der Arbeiten bestimmen; kurz bemessene Ausführungsfristen in Verbindung mit örtlichen Schwierigkeiten, bedingt durch die besondere Lage der Baustelle über einer verkehrsreichen Straße im Innern der Stadt Paris. Infolge ungünstiger Bodenverhältnisse wurde eine besondere, 18 m tiefe Pfahlgründung erforderlich, deren Herstellung beschrieben wird. Weiterhin folgt eine Beschreibung des Aufbaues des Stahlgerüsts und der Versetzarbeiten für die Werksteinverkleidung.

mit der Straßenachse der Avenue de Tokio zusammen. Diese ganz besonders bevorzugte Lage des Hauses gab dem Deutschen Reich die Verpflichtung auf, ein Bauwerk zu schaffen, das nicht nur das Reich und seine künstlerischen Bestrebungen in einer möglichst würdigen Form verkörpern, sondern sich auch in seinem architektonischen Aufbau harmonisch in die von der französischen Regierung und den übrigen fremden Staaten errichteten Ausstellungsanlagen einfügen sollte. Gleichzeitig war auch die örtliche Lage des Gebäudes über einer der verkehrsreichsten Straßen der Stadt Paris für den Entwurf von ausschlaggebender Bedeutung.

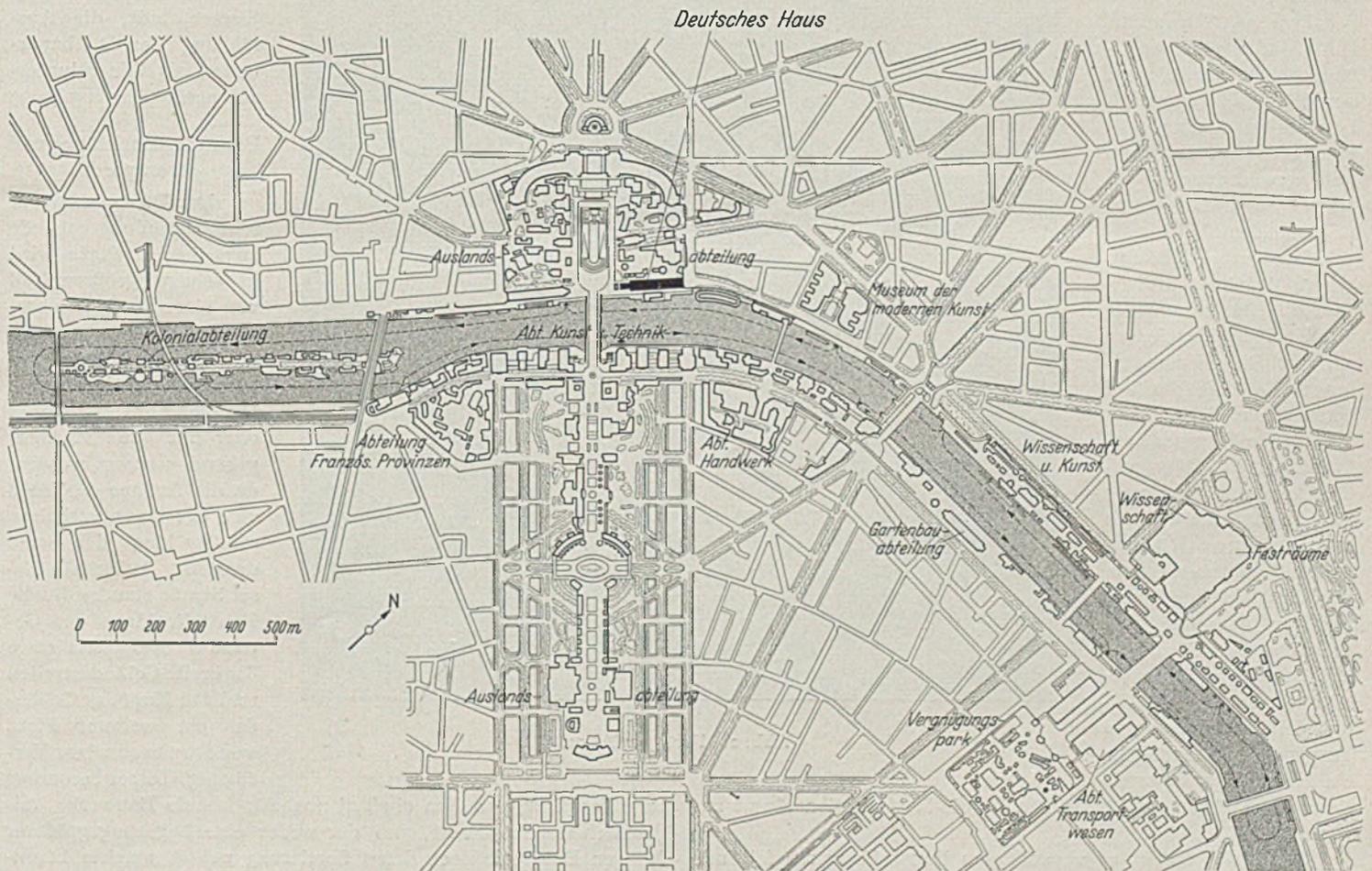


Abb. 1. Übersichtsplan der Internationalen Ausstellung Paris 1937.

Allgemeine Anordnung.

Die Hauptachse der Internationalen Ausstellung Paris 1937 fällt mit der Verbindungslinie Trocadéro—Pont d'Iéna—Eiffelturm—Marsfeld zusammen. Die Uferstraße auf dem rechten Seine-Ufer (Avenue de Tokio) schneidet diese Achse unter einem leicht geneigten Winkel und wird an der Pont d'Iéna unter der Place de Varsovie durch einen Tunnel unterführt. Im Zuge dieser Uferstraße und in einer Entfernung von etwa 50 m von der Hauptausstellungsachse wurde Deutschland von der französischen Ausstellungsleitung der Platz für sein Ausstellungsgebäude angewiesen (Abb. 1). Die Längsachse des Deutschen Hauses fällt hierbei

Wie ein Wahrzeichen erhebt sich ein mächtiger, etwa 52 m hoher Turm in weißem Stein und rotgoldenen Mosaik, gekrönt vom Hoheitszeichen des Reiches (Abb. 2). Der Turm ruht auf einem Sockel aus Muschelkalk von etwa 4 m Höhe, der über eine aus dem gleichen Stein erbaute Freitreppe betreten wird. Im Anschluß an den Turm erstreckt sich die eigentliche Ausstellungshalle mit einer Länge von 148 m über der Avenue de Tokio (Abb. 3). Die Breite dieser Halle beträgt 22 m, die Höhe etwa 18 m. Die beiden Giebelseiten der Halle erhielten Werksteinverkleidung aus dem gleichen Stein wie der Turm, während die Längswände mit einem Terranova-Putz in weißgrauer Farbe versehen wurden. Der Fußboden der Halle liegt

in einer Höhe von etwa 5,6 m über der Straße. Zwischen Turm und Halle mündet die Avenue de Tokio in den unterirdischen Tunnel (Abb. 4).

Die Halle ist eingeschossig, wobei die Erdgeschoßdecke der Halle gleichzeitig den oberen Abschluß für die Straßenunterführung bildet. Lediglich an der dem Turm entgegengesetzten Seite wurde, über eine Treppe zugänglich, ein zweites Geschoß gebildet, unter dem sich im Zwischengeschoß ein Lichtbild-Vorführungsraum, ein Fernsehraum und Räume für die Verwaltung befinden.

Die Beleuchtung der Halle erfolgt durch ein Oberlicht von etwa 10 m Breite und 80 m Länge. Die übrige Dachfläche ist von Werksteinbrüstungen eingefast; der Fußboden ist ebenfalls mit Werkstein verkleidet. Die Dachfläche ist zu einem Dachgarten ausgebaut mit unmittelbarem Zugang zu dem im Turmgeschoß befindlichen Restaurant.

Zwischen Turm und Halle sind zwei Treppenhäuser eingebaut, die von der Ehrenhalle unmittelbar zum Dachgarten führen. Ferner ist die Halle mit verschiedenen Notausgängen und Nottreppen versehen.

Der Turm (Abb. 4 u. 5) enthält in seinem Erdgeschoß eine Ehrenhalle mit dem Hauptdurchgang zur eigentlichen Ausstellungshalle. Die darüber befindlichen drei Geschosse des Turmes enthalten einen Restaurationsraum mit Durchgang zum Dachgarten und die dazugehörigen Küchen- und Garderobenräume, Bier- und Weinkeller usw. Darüber befinden sich drei weitere Geschosse mit Büro- und Sitzungsräumen für die Ausstellungsleitung. Das oberste Turmgeschoß ist mit Hilfe eines Aufzuges zu erreichen, zwei weitere Aufzüge stehen für die Restaurationsräume zur Verfügung.

Bei der Wahl der zu verwendeten Baustoffe waren folgende Gesichtspunkte von ausschlaggebender Bedeutung:

1. Für die Außenwände des Turmes und seines Sockels, für einen Teil der Längswände der Halle und deren Giebelwände, für das Dach mit Gesimse und für die Pfeiler und Treppenausgänge war eine Verkleidung mit Werksteinen mit etwa 3500 t Gesamtgewicht vorgeschrieben.

2. Das Gebäude, obwohl massiv in seiner äußeren Erscheinung, mußte möglichst leicht gehalten sein und leicht wieder abzubauen sein, um nach Beendigung der Ausstellung an anderer Stelle in Deutschland wieder aufgebaut zu werden.

3. Die unterführte Straße durfte nicht durch Gerüste versperrt werden.

Unter Berücksichtigung dieser Bedingungen wurde für die

Tragkonstruktion Stahl gewählt, da Eisenbeton wegen übermäßigen Gewichtes und zu großen Schwierigkeiten der Herstellung nicht in Frage kam und Holz die auftretenden erheblichen Kräfte nicht hätte aufnehmen können.

Zur Vermeidung von Gerüsten wurden sämtliche Decken mit Remy-Bimsbetonplatten eingedeckt. Soweit die Wände geputzt und nicht mit Werksteinen verkleidet wurden, erhielten sie eine Ausfachung aus feuersicher imprägniertem Holz. Auch für die Unterkonstruktion der Putz- und Mosaikflächen im Innern des Gebäudes wurde Holz verwendet.

Der architektonische Gesamtentwurf wurde von Herrn Prof. Speer, Berlin, aufgestellt, der innere Ausbau wurde von Herrn Prof. Brinkmann, Bremen, bearbeitet.

Die Ausführung erfolgte unter der Leitung der Reichsbaudirektion Berlin, die im September 1936 der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt, die Ausführung der Rohbauarbeiten als Generalunternehmerin übertrug.

Baustelleneinrichtung und Transporte.

Der Deutschland für sein Ausstellungsgebäude zugewiesene Platz wird in seinem größten Teil von einer stark befahrenen Straße eingenommen, mit einem Verkehr von 1200 Wagen je Stunde. Der Verkehr durfte nicht oder nur ganz vorübergehend gesperrt werden, da die Avenue de Tokio eine der Hauptverkehrsstraßen längs der Seine darstellt. Außerhalb dieser Straße standen für die Baustelle längs des Gebäudes beiderseits etwa 8 m breite Geländestreifen und am Kopf des Gebäudes ein weiterer Platz von etwa 1000 m² zur Verfügung. Dieser besonders

enge Bauplatz, von dem ein Teil noch für fremde Bauwerke freigehalten werden mußte, und der weder eine Lagerung größerer Mengen Baustoffe noch deren Sortierung zuließ, machte besondere Vorkehrungen erforderlich.

Die vorgeschriebenen Baufristen waren außerordentlich kurz bemessen, so daß etwa 10 000 t Baustoffe aus Deutschland in ganz kurzer Zeit angefahren und verarbeitet werden mußten, wobei besonders darauf zu achten war, daß keine Verstopfung der Baustelle eintrat. Diese Umstände machten die Anlage eines besonderen Lager- und Stapelplatzes erforderlich, der in einer Entfernung von etwa 14 km von der Baustelle im Freihafengebiet von Paris-Pantin angelegt wurde. Auf diesem Lagerplatz wurden die Baustoffe mit Hilfe zweier Kräne entladen, entzollt und gelagert. Ihre Anfuhr nach der Baustelle erfolgte durch die belebtesten Straßen von Paris, je nach Bedarf der Baustelle. Da aus den oben geschilderten Gründen keine Reserven auf der Baustelle angelegt werden konn-



Abb. 2. Fertiger Turm.

ten, war die Transportfrage von außerordentlicher Bedeutung in jedem Augenblick der Bauausführung. An dieser Arbeit war eine Reihe der namhaftesten Pariser Transportunternehmungen betei-

besonderen Vorsichtsmaßnahmen befahren werden, weil sie nicht für die schweren Lasten berechnet war. Durch das Halten der Lastwagen in der Avenue de Tokio entstanden zeitweilig erhebliche Verkehrsstörungen, die jedoch durch einen mustergültigen Ordnungsdienst der Pariser Polizei stets in kurzer Zeit behoben werden konnten

Für die Transporte auf der Baustelle selbst standen längs des Gebäudes Betongleise mit Plattenwagen zur Verfügung, ferner als Hubgeräte drei Duplexkräne, sowie Flaschenzüge und Winden in

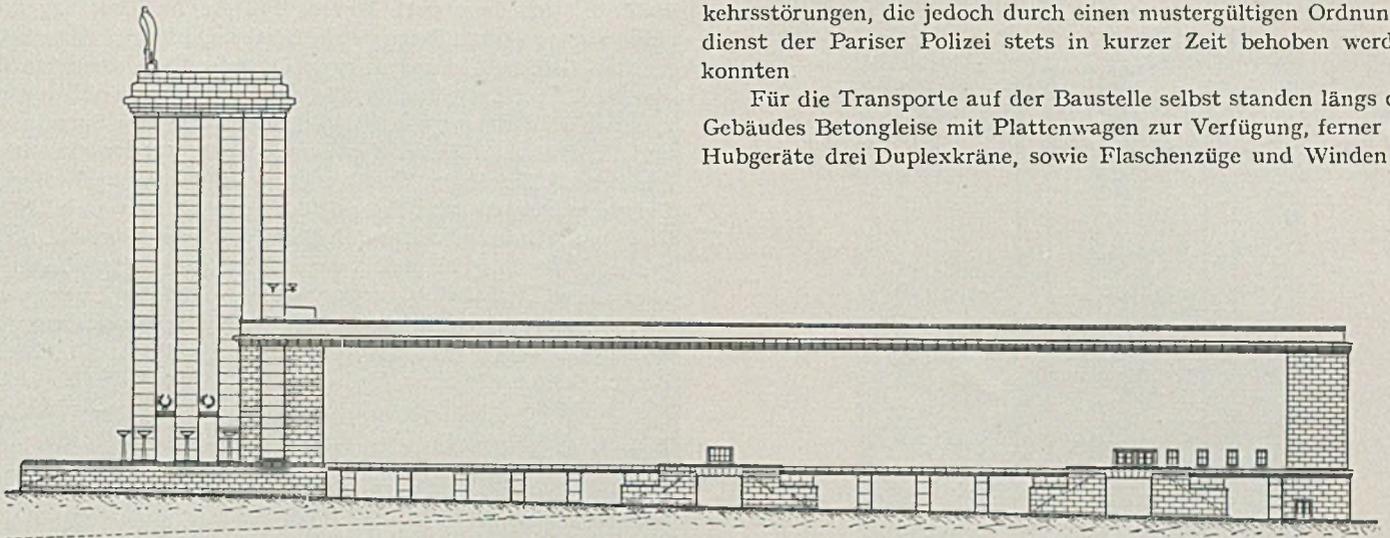


Abb. 3. Außenansicht des Deutschen Hauses.

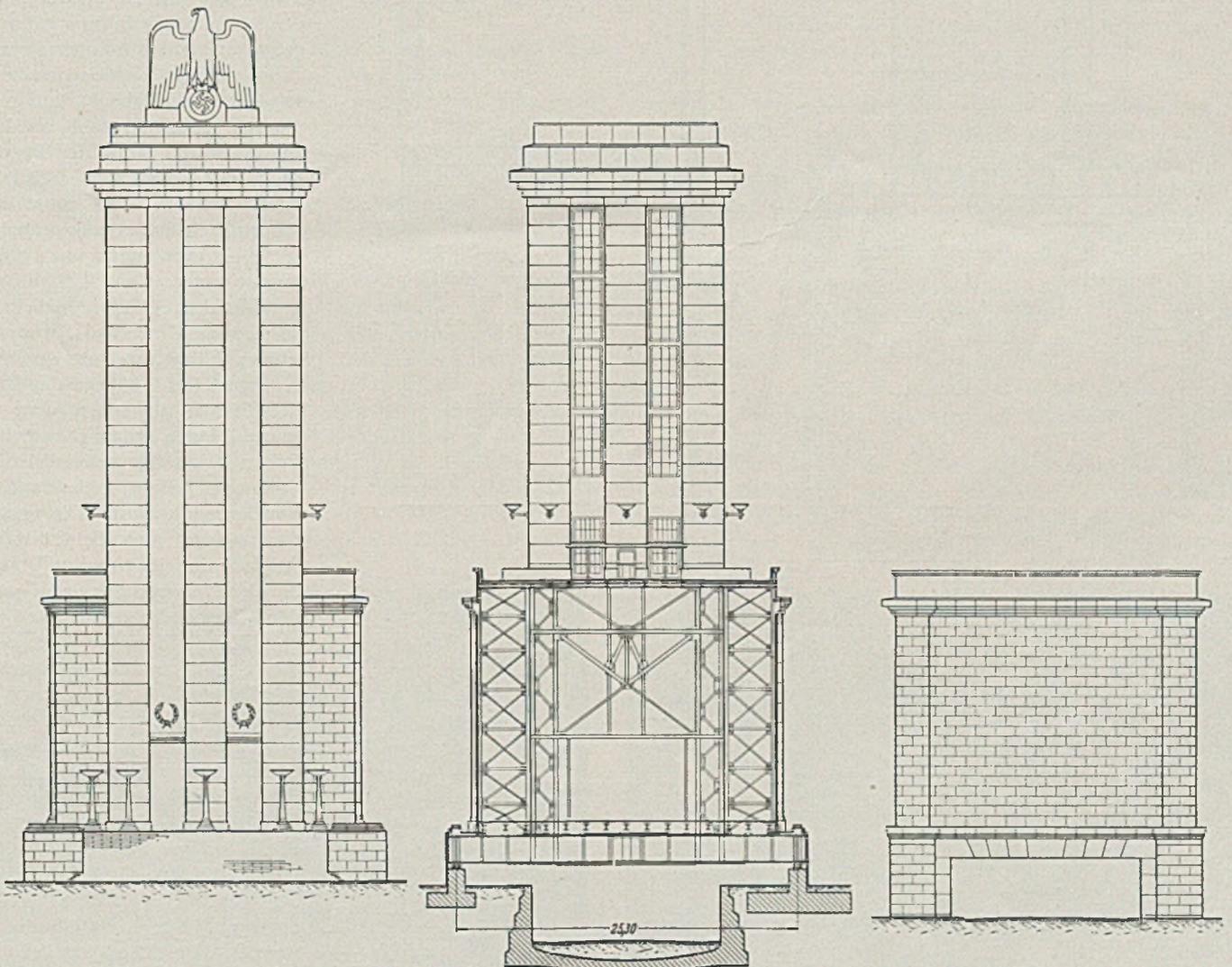


Abb. 4. Vordere und hintere Ansicht des Turmes und Giebelwand der Halle.

ligt. Mehrere auf dem Lagerplatz und bei den Transportfirmen ausbrechende Streiks störten den Baufortgang sehr empfindlich.

Auch die Zufahrt zur Baustelle selbst lag besonders ungünstig. Die von der Avenue de Tokio anfahrenen Wagen mußten in stärkstem Verkehr halten und entladen werden. Die Pont d'Iéna war zeitweilig für den Verkehr gesperrt, außerdem konnte sie nur mit

großer Zahl. Die für die einzelnen Arbeiten benutzten Geräte sollen weiter unten beschrieben werden.

Gründungsarbeiten.

Die im September 1936 vorgenommenen Probebohrungen ergaben ein sehr ungünstiges Bild von den Bodenverhältnissen. Das

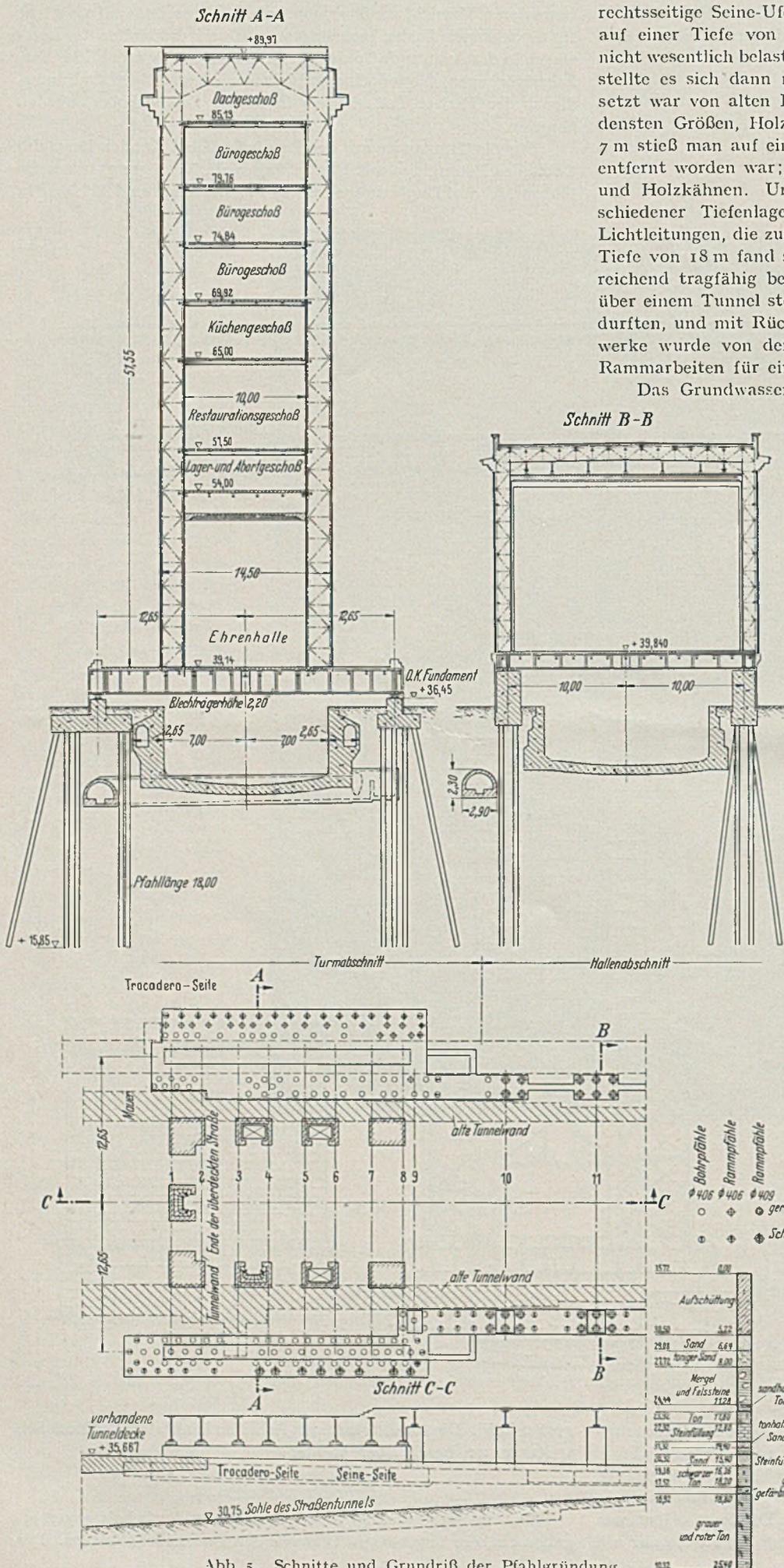


Abb. 5. Schnitte und Grundriß der Pfahlgründung.

rechtsseitige Seine-Ufer, auf das der Bau zu stehen kam, bestand auf einer Tiefe von rd. 18 m aus aufgeschüttetem Boden, der nicht wesentlich belastet werden konnte. Während der Ausführung stellte es sich dann noch heraus, daß die Aufschüttung durchsetzt war von alten Betonresten, Kalksteinblöcken der verschiedensten Größen, Holzresten usw. In einer Tiefe von etwa 6 bis 7 m stieß man auf eine alte Uferstraße, deren Befestigung nicht entfernt worden war; ebenso fand man Reste von Spundwänden und Holzkähnen. Unter der Straßendecke fanden sich in verschiedener Tiefenlage Gasleitungen, Entwässerungskanäle und Lichtleitungen, die zum Teil zeichnerisch nicht festlagen. In einer Tiefe von 18 m fand sich schließlich ein blauer Ton, der als ausreichend tragfähig befunden wurde. Da das Gebäude zum Teil über einem Tunnel steht, dessen Wände nicht beschädigt werden durften, und mit Rücksicht auf die im Boden vorhandenen Bauwerke wurde von der Pariser Baubehörde die Ausführung von Rammarbeiten für einen Teil der Baustelle untersagt.

Das Grundwasser wurde in einer Tiefe von 6—7 m, in Abhängigkeit vom Stand des Seine-wassers, angetroffen. Abb. 5 zeigt die gewählte Gründungsart mit senkrechten und schrägen Eisenbetonpfählen, System Franki. Insgesamt waren 487 Pfähle erforderlich, von denen 252 Stück in ihrer ganzen Tiefe gerammt werden konnten, 122 Stück ganz gebohrt werden mußten und 113 Stück teils gebohrt, teils gerammt wurden. Die Bohrpfähle wurden ausgeführt in der Nähe der Tunnelwände, ferner mußte auch nach französischer Vorschrift bis zur Sohle der unterirdischen Bauwerke gebohrt und erst von dort aus konnte dann gerammt werden.

Mit den Gründungsarbeiten wurde am 15. Okt. 1936 begonnen; die letzten Pfähle waren am 24. Dez. 1936 fertiggestellt. Während das Rammen der Pfähle, abgesehen vom Raummangel, keine erheblichen Schwierigkeiten bereitete, traten bei der Herstellung der Bohrpfähle empfindliche Verzögerungen auf. Die verschiedenen angetroffenen Schüttstoffe verlangten eine jedesmalige Umstellung bei der Verwendung der Geräte. In den Kiesschichten klemmte sich das von Hand hinabgedrehte Bohrrohr öfters fest, so daß ein Nachprüfen mit Druckwasser erforderlich wurde. Wo diese Maßnahme nicht ausreichte, mußte mit einem leichten Schnell-schlaghammer mit Druckluftbetrieb nachgeholfen werden.

Die im Boden angetroffenen Schichten von losen Kalksteinen der verschiedensten Größen setzten dem Bohrgerät den größten Widerstand entgegen. Die losen Steine wurden vom Gerät nicht angegriffen, sondern drehten sich mit diesem. Der daraufhin eingesetzte Kreuzmeißel führte ebenfalls nicht zu dem gewünschten Ergebnis, weil der Auftrieb des Grundwassers zu groß wurde und entgegenwirkte. Schließlich gelang es, mit Hilfe eines Schienen-Fallmeißels die Kalkschichten zu durchstoßen. Insgesamt mußten bei den Bohrarbeiten

5000 Meißelstunden geleistet werden. Abb. 6 zeigt eine Gruppe Bohrgeräte bei der Herstellung der Pfähle. Nach Fertigstellung wurden zwei Pfähle, je ein Bohr- und ein Ramppfahl, einer Be-

war. Ebenso konnte mit der Montage der Eisenkonstruktion bereits in den ersten Dezembertagen begonnen werden. Die Ausführung der Eisenbeton- und Erdarbeiten für die Gründung lag in Händen der Firma Plantivaud & Machat, Paris.



Abb. 6. Bohrarbeit für die Pfahlgründung.



Abb. 8. Ramme für die Herstellung der Schrägpfähle.

lastungsprobe unterworfen. Während die rechnermäßige Last etwa 70 t betrug, wurden für den Versuch 100 t Last aufgebracht. Das Setzmaß betrug 2 mm und entsprach etwa der elastischen Zusammenpressung des Pfahles (Abb. 7).

Für die Durchführung dieser Arbeiten in der vorgeschriebenen Frist mußte eine große Anzahl Geräte eingesetzt werden. Es waren insgesamt bis zu zwei große Rammen für senkrechte, zwei große Rammen für Schrägpfähle (Abb. 8) und 16 Bohrgeräte gleichzeitig mit Tag- und Nachtschicht im Betrieb. Die Ausführung erfolgte durch die Firma Pieux-Franki, Paris.

Zur Übertragung der Kräfte aus den Pfeilern in das Pfahl-system wurde unter den Längswänden eine eisenbewehrte Betonplatte angeordnet, die biegungsfest mit den Pfeilern des Gebäudes verbunden wurde. Unmittelbar nach Fertigstellung der ersten Pfähle an der Giebelwand der Halle wurde nach erfolgtem Bodenaushub und Kappen der Pfähle mit der Herstellung der Platte und der Pfeiler begonnen. Wegen Raummangel mußte der Beton fertig angefahren werden, wobei besondere Transportvorrichtungen mit drehbaren Trommeln verwendet wurden. Das Einbringen des Betons erfolgte mit Hilfe besonderer kleiner Kräne (Abb. 9) bei

Stahlkonstruktion.

Wie bereits erwähnt, mußte die unter dem Deutschen Haus hindurchführende Straße, die Avenue de Tokio, auf eine Länge von etwa 130 m überbrückt werden. Zu diesem Zweck wurden unter der Erdgeschoßdecke (Abb. 10) genietete Vollwandträger angeordnet, mit einer Spannweite von 20 m und einer zum Teil sehr gedrückten Bauhöhe. Der Trägerabstand beträgt 7,67 m; zwischen den Hauptträgern sind die erforderlichen Längsträger und die Verbände zur Aufnahme der Windkräfte angeordnet. Da die Tragfähigkeit der Wände des an die Straße anschließenden Tunnels für die Aufnahme der Turmlasten nicht ausreichte, mußte auch für den Turm der Tunnel in seiner gesamten Breite überspannt werden (Abb. 13). Auf die Träger dieser Konstruktion setzt sich der eigentliche Turm auf. Die Spannweite der Träger beträgt 25,3 m, die Stegblechhöhe 2 m.

Das Tragwerk der eigentlichen Halle besteht gemäß Abb. 11 aus Fachwerkrahmen mit einer Spannweite von etwa 21 m bei einer Höhe von etwa 18 m. Beim Entwurf für die Stahlkonstruktion mußte auf die Aufhängemöglichkeit für die Verblendsteine



Abb. 7. Probelastung eines Pfahles.



Abb. 9. Betonieren der Pfeiler.

ununterbrochenem Verkehr auf der Straße. Die Baudispositionen wurden so getroffen, daß bereits am 7. Jan. 1937 der letzte Pfeiler fertiggestellt war, nachdem am 24. Dez. der letzte Pfahl gerammt

besonders geachtet werden. Wie aus den Abb. 10 und 11 ebenfalls zu ersehen ist, mußten für das Hauptgesims am Dach besondere Winkelisenkonstruktionen vorgesehen werden, an denen die Stein-

Querschnitt durch die Halle
zwischen den Rahmen 9 und 10

Querschnitt durch die Halle
zwischen den Rahmen 17 und 18

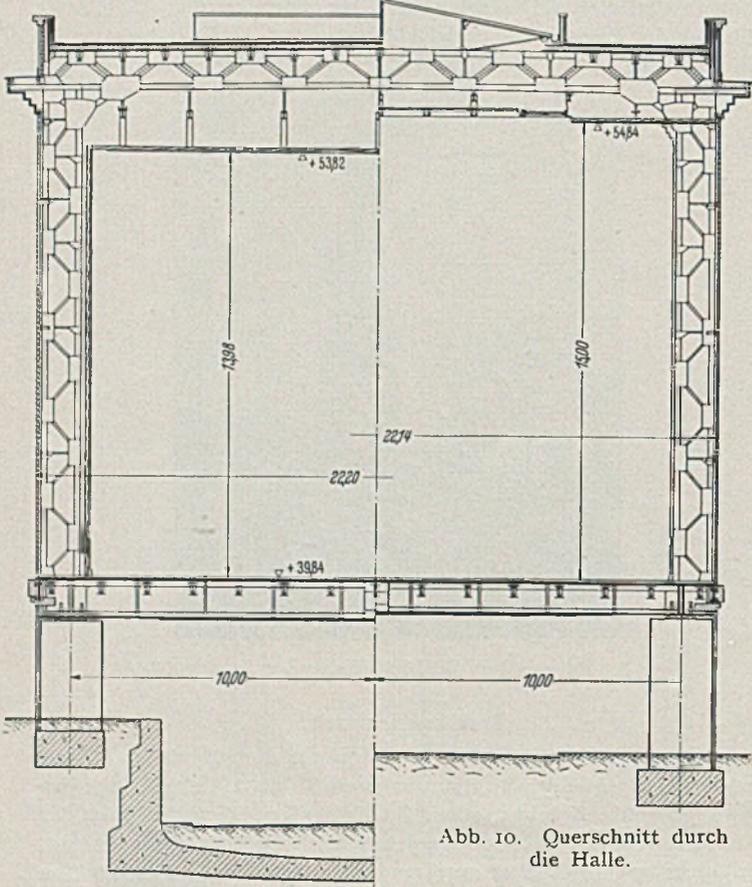


Abb. 10. Querschnitt durch die Halle.

Querschnitt durch die Halle
vor der Giebelwand 28

Querschnitt durch die Halle
zwischen den Rahmen 22 und 23

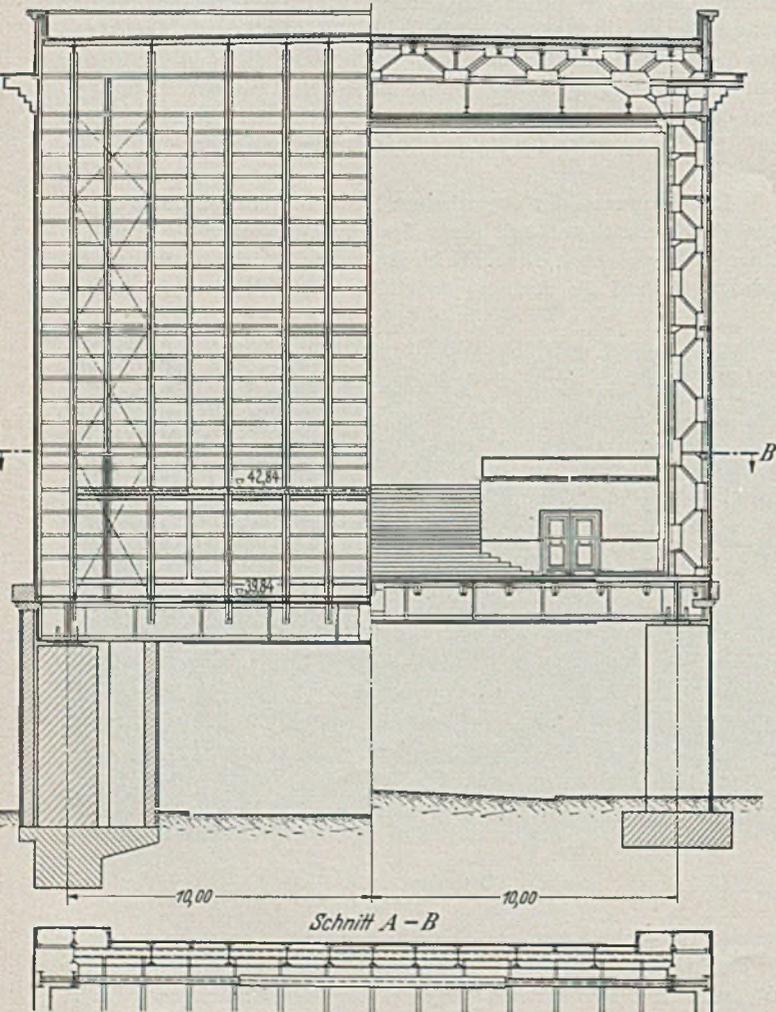


Abb. 11. Querschnitt durch die Halle.

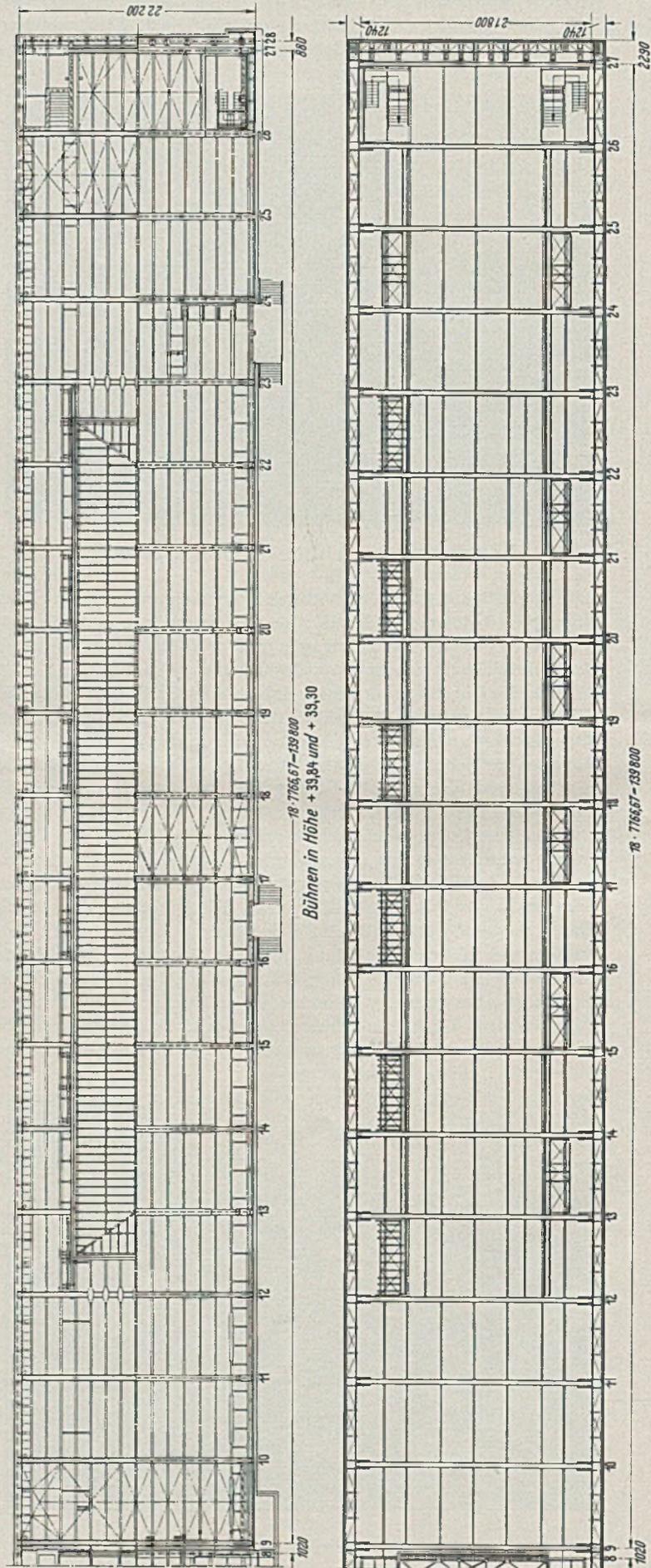


Abb. 12. Grundriß der Halle und des Daches.

verkleidung aufgehängt wurde. Abb. 12 zeigt einen Teil der Bühne über der Straße und einen Teil des Dachgrundrisses.

Die eigentliche Turmkonstruktion ist aus den Abb. 13, 14 und 15 zu ersehen. Der Turm gliedert sich in acht einzelne Pfeiler, von denen einer durch einen Sturz über dem Eingang der Halle abgefangen ist. Die Pfeiler sind in aufgelöster Fachwerkkonstruktion ausgeführt und für die Aufnahme der besonders schweren Lasten aus der Steinverkleidung berechnet. Untereinander sind die Pfeiler durch Strebenverbände ausgesteift, die waagerechte Versteifung erfolgt durch die eingebauten Deckenkonstruktionen sowie weitere

sperren, mußte die Montage größtenteils über dem Verkehr vorgenommen werden. Zu diesem Zwecke wurde ein Portalkran benutzt, der bei einer Spannweite von etwa 25 m auf beiderseits längs der Halle liegenden Schienen lief (Abb. 16). Bei der eigentlichen Montage wurden die großen etwa 20 t wiegenden Träger mit Hilfe des Portalkrans vom Lastwagen genommen und seitlich längs zur Straße abgesetzt. Nach Sperrung des Verkehrs wurde dann der Träger gehoben und in die Lage der Pfeiler geschwenkt.

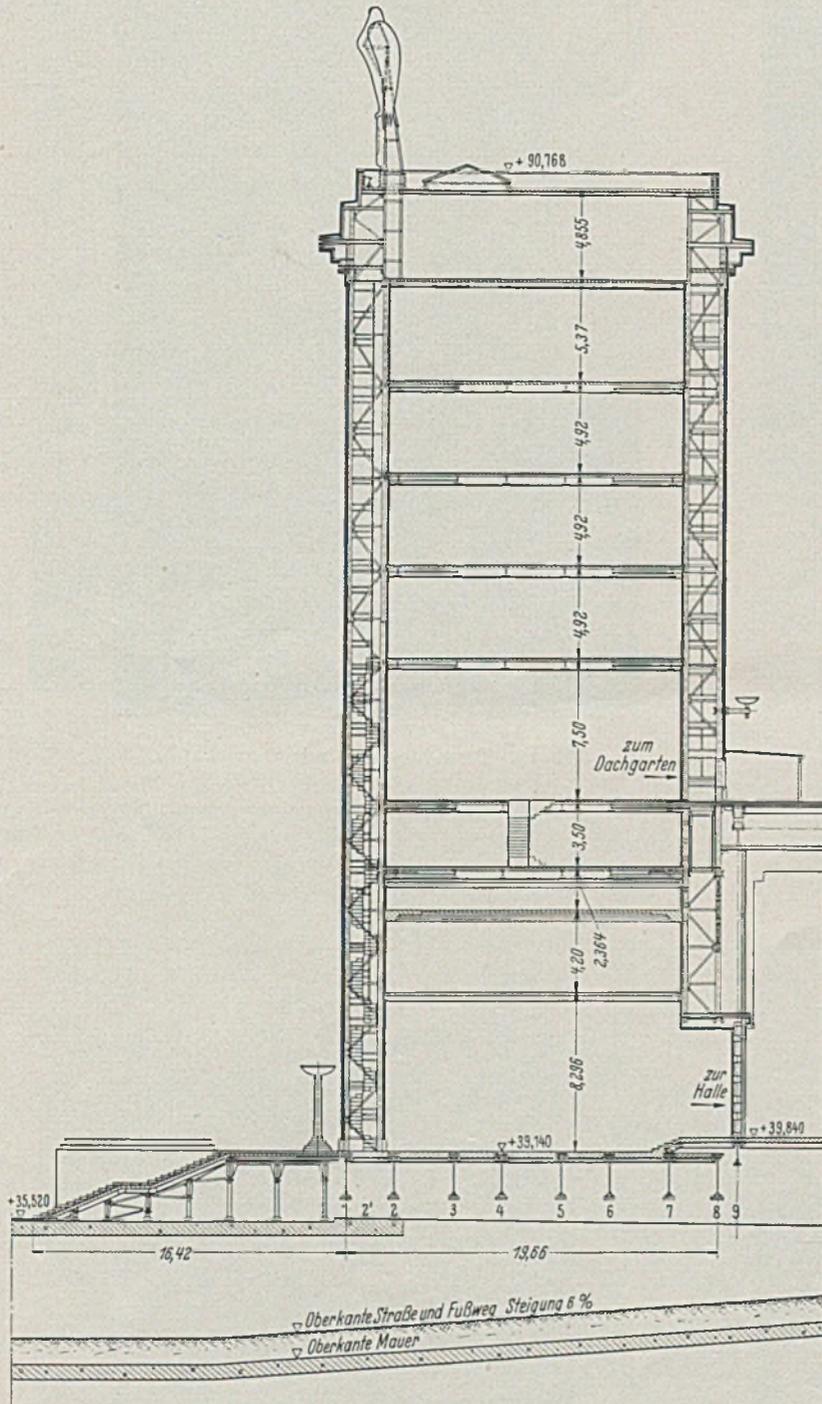


Abb. 13. Senkrechter Längsschnitt durch den Turm.

waagerechte Verbände. Auch beim Turm wurde auf die einwandfreie Befestigungsmöglichkeit für die Steinverkleidung besonders geachtet. Wie bei der Halle wurden auch hier zu diesem Zweck besondere Winkeleisen eingebaut, die aus den erwähnten Abbildungen zu ersehen sind.

Zwischen Halle und Turm ist eine Dehnungsfuge angeordnet.

Auch die Montage der etwa 3000 t wiegenden Eisenkonstruktion erfolgte unter sehr schwierigen Bedingungen; dies gilt insbesondere für die über der Straße liegenden Deckenträger. Da es nicht möglich war, den Verkehr länger als für 15—30 Minuten zu

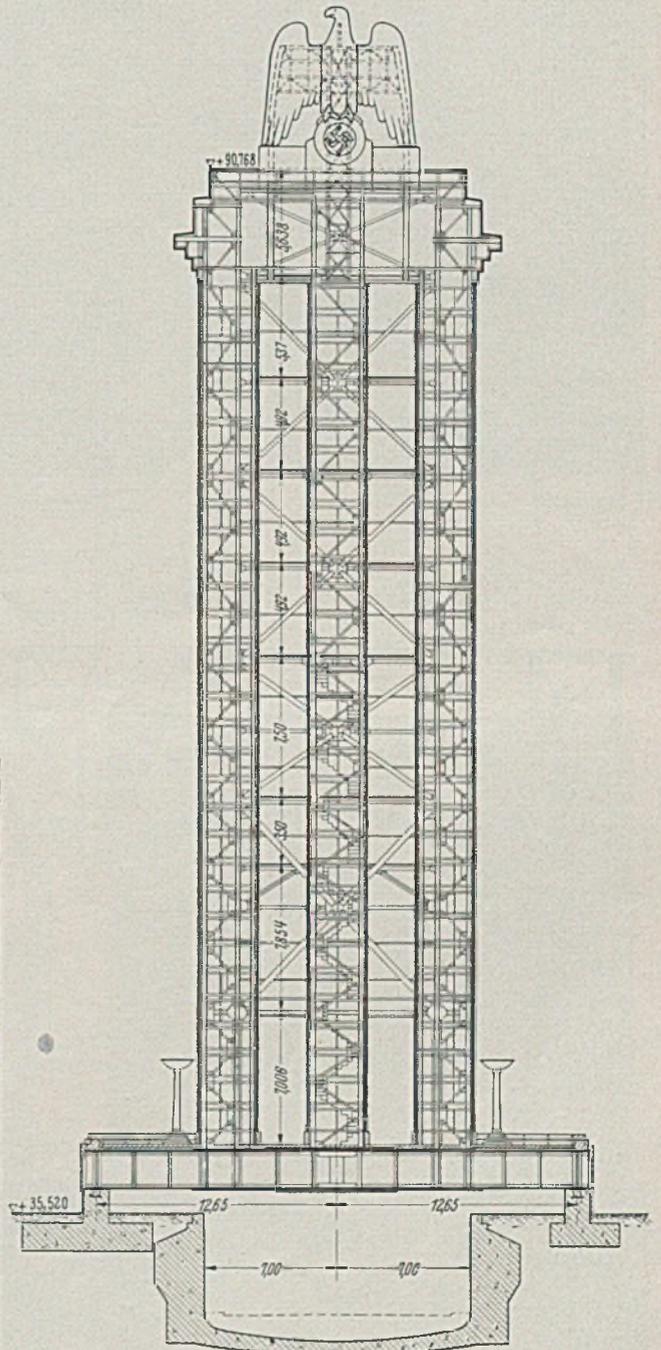


Abb. 14. Senkrechter Querschnitt durch den Turm.

Nach Wiederaufnahme des Verkehrs wurden die Träger in ihre richtige Lage abgesenkt und die Lager vergossen. Für die Montage eines solchen Trägers wurden 1—1½ Tage benötigt. Die Sockelträger des Turmes wurden in zwei Hälften von der Kopfseite her angefahren, mit Hilfe zweier Masten am Ende des Turmes zusammengestellt und verschraubt. Auf einer auf den Betonsockeln angelegten Verschiebbahn wurden die Träger dann in ihre endgültige Lage gezogen. Nach Fertigstellung der Hauptträger erfolgte der Einbau der Längsträger und Verbände in der Decke, nachdem zwischen den Hauptträgern eine Bohlendecke zum Schutz des Verkehrs eingebaut worden war.

Die Binder wurden in drei einzelnen Stücken (zwei Stiele und Riegel) auf die Baustelle angeliefert und zunächst ebenfalls seitlich auf der Straße gelagert. Ihre Montage erfolgte von der Giebelwandseite her mit Hilfe eines Derrickkrans, der auf einem über der fertigen Deckenkonstruktion angeordneten Montagegleis lief. Sämtliche Verbindungsstellen wurden auf der Baustelle verschraubt.

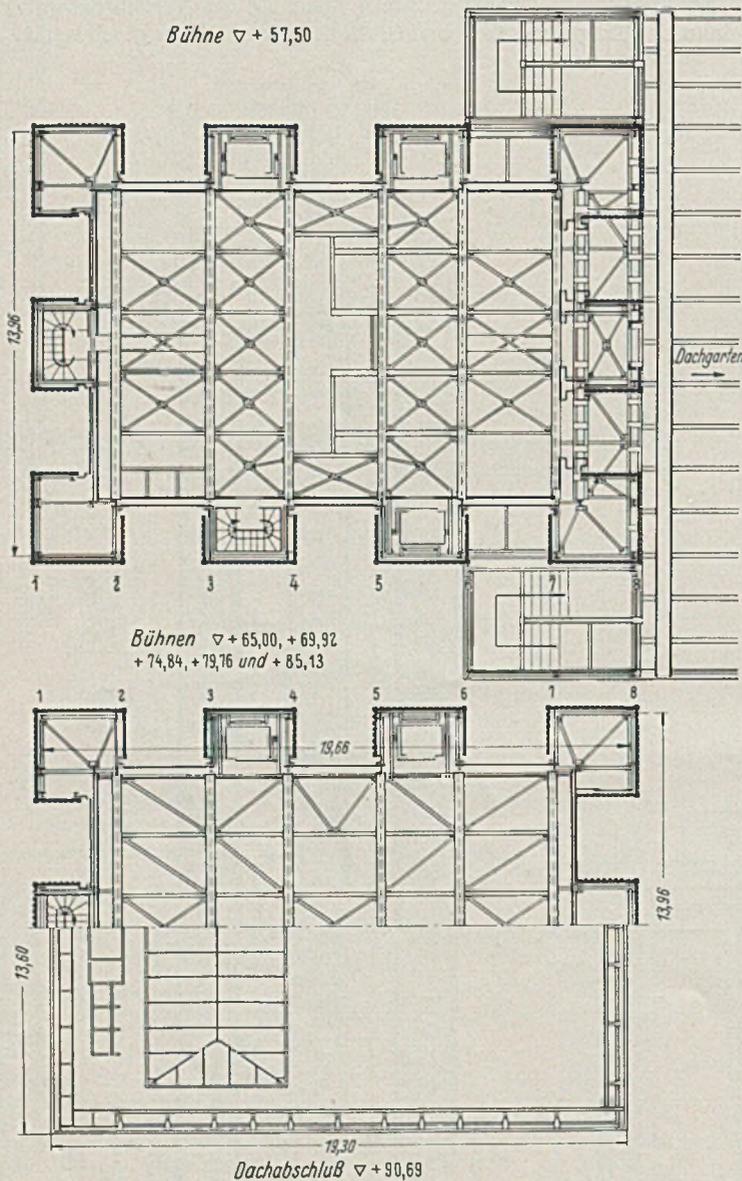


Abb. 15. Waagerechte Schnitte durch den Turm.



Abb. 16. Montage der Blechträger über der Straße.

Die Montage des Turmes erfolgte in ihrem unteren Teil ebenfalls mit Hilfe des erwähnten Derrickkrans (Abb. 17), während der Teil oberhalb des Hallendaches mit Hilfe von Schwenkmasten hochgezogen und eingebaut wurde (Abb. 18).

Abb. 19 zeigt die fertige Stahlkonstruktion für die Giebelwand der Halle. Die senkrechten Blechträger dienen zur Aufnahme der



Abb. 17. Turm-Montage mit Derrickkran.

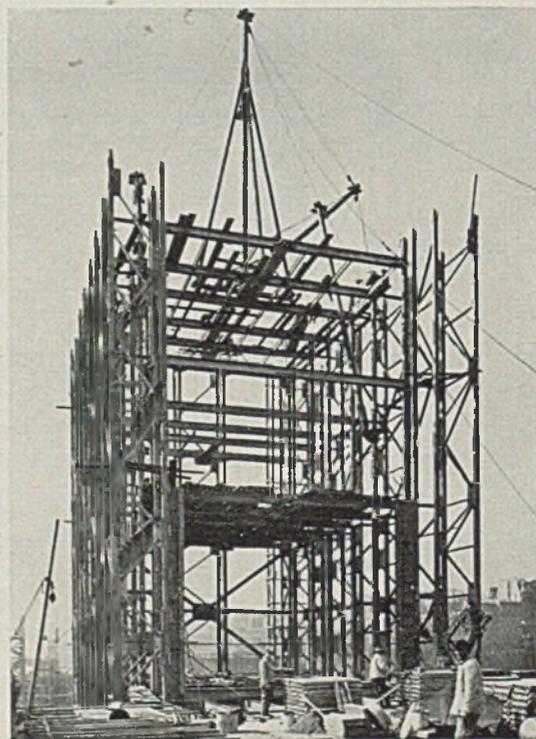


Abb. 18. Turm-Montage.

waagerechten Windkräfte, die oben in die durch einen Windverband ausgesteifte Dachhaut und unten in die Erdgeschoßdecke übertragen werden. Zwischen diesen senkrechten Trägern spannen sich waagerechte Winkelleisen, die zur Aufnahme der Werksteine dienen. Die Lasten aus dieser Werksteinverkleidung werden

ebenfalls von den senkrechten Blechträgern aufgenommen und in die Abschlußträger über der Straße geleitet.

Einen Überblick über die gesamte Stahlkonstruktion der Halle gibt Abb. 20; Abb. 21 zeigt das Innere der Halle nach Beendigung der Montage, Abb. 22 das fertige Hallendach mit Oberlicht.

Termine, Material und Abmessungen fortlaufend in den Brüchen kontrolliert und vor dem Versand nach Paris abgenommen. Da Stahlkonstruktion und Steinverkleidung genauestens übereinstimmen mußten, so wurden für jeden einzelnen Stein Skizzen angefertigt. Insgesamt wurden etwa 14000 solcher Skizzen hergestellt.

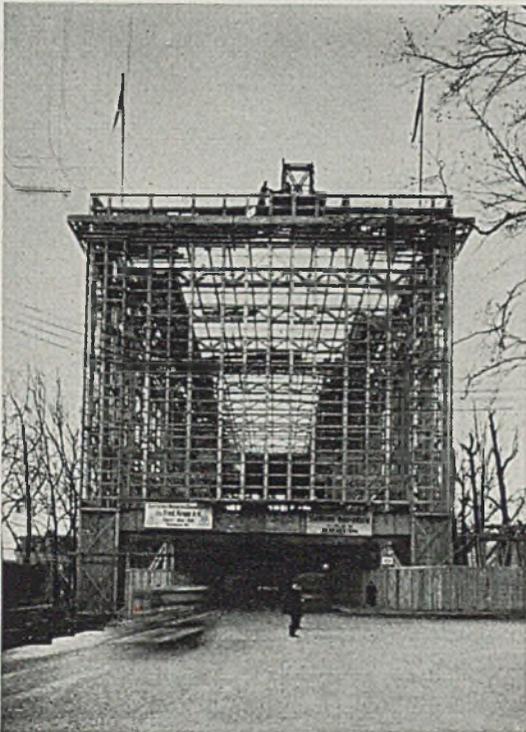


Abb. 19. Stahlkonstruktion der Giebelwand.

Mit der Montage der Eisenkonstruktion ist in den ersten Dezembertagen begonnen worden; Anfang April 1937 war sie beendet. Die Ausführung lag in Händen der Firma Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen.

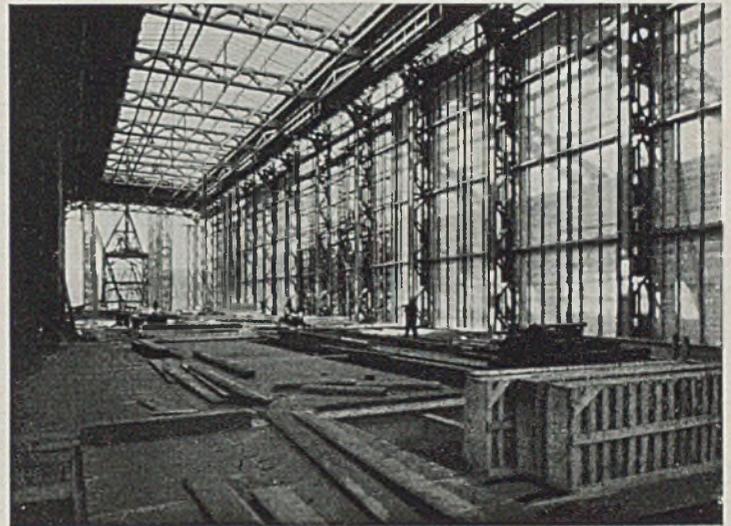


Abb. 21. Innenansicht der fertigen Stahlkonstruktion der Halle.

Besonders sorgfältig wurde die Farbenzusammenstellung der einzelnen Flächen überwacht. Zur Verwendung gelangte ganz verschiedenartiges Material, wie Juramarmor, Jura hell, Auer Kalkstein usw., für die Verkleidung der Wände und des Dachgartens,

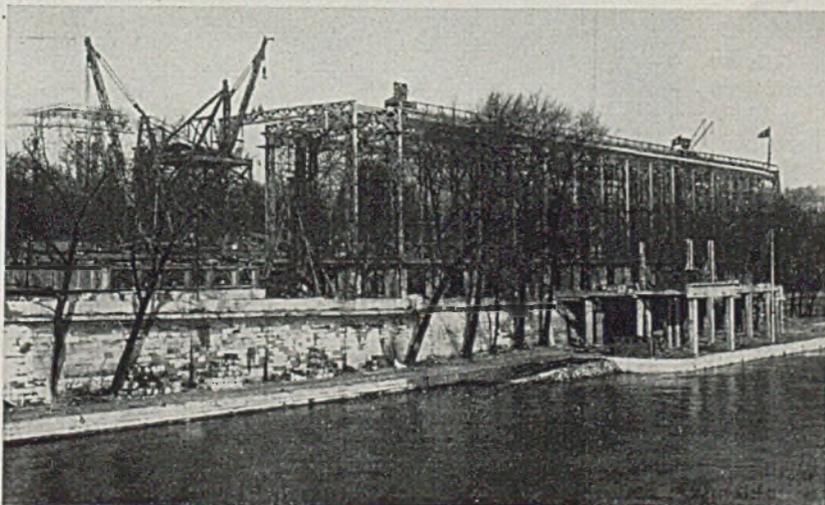


Abb. 20. Fertige Stahlkonstruktion der Halle.

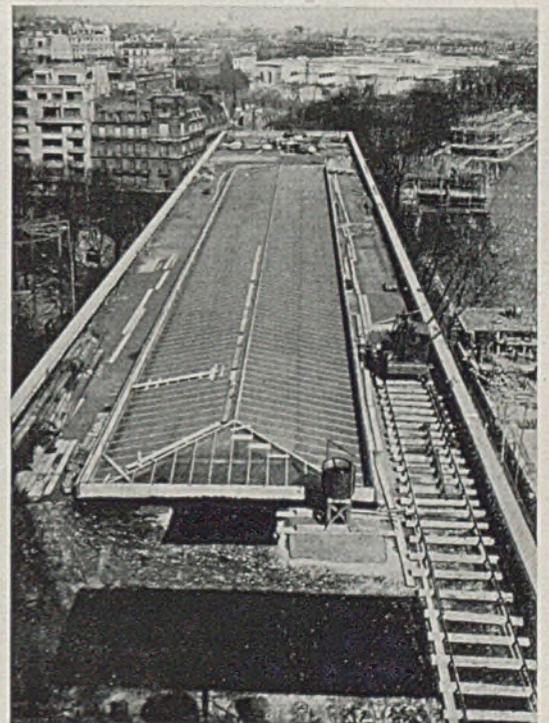


Abb. 22. Draufsicht auf das fertige Dach der Halle.

Die Werksteinverkleidung.

Eine der wichtigsten Aufgaben der Bauausführung war die rechtzeitige Beschaffung und Bearbeitung des erforderlichen Steinmaterials. Die Baustoffe wurden in verschiedenen süddeutschen Steinbrüchen gewonnen, die das rohe Material entweder selbst verarbeiteten oder es an Verarbeitungsstätten weitergaben. Insgesamt waren an der Lieferung 11 Steinbrüche und 26 Verarbeitungswerkstätten beteiligt. Durch ein besonderes, in Nürnberg eingerichtetes Abnahmebüro wurde die Lieferung im Hinblick auf

sowie Muschelkalk für die Verkleidung des unteren Turmsockels und der Pfeiler. Für die farbenmäßige Verteilung des Materials standen die beim Bau Zeppelinwiese in Nürnberg gemachten Erfahrungen zur Verfügung. Die Ausführung wurde ständig durch einen eigens hierfür bestimmten Architekten überwacht.

Eine eigenartige Organisationsaufgabe ergab sich bei der Einrichtung des Lagerplatzes in Paris. Die einzelnen Steine wurden nicht nach zusammenhängenden Gruppen angeliefert, sondern so, wie sie in den einzelnen Werken anfielen. Infolgedessen mußten

sie, um programmgemäß auf die Baustelle zu kommen, erst im Lager nach einzelnen Gruppen und Farben sortiert werden. Der Antransport von etwa 3500 t Steinmaterial durch die belebtesten Straßen der Stadt war eine besonders schwierige Aufgabe.

Deutschland angeliefert wurden, konnten erhebliche Devisenbeträge gespart werden.

Bei der Herstellung der Erdgeschoßdecke der Halle mußte mit Rücksicht auf den darunter sich abwickelnden Verkehr für mög-

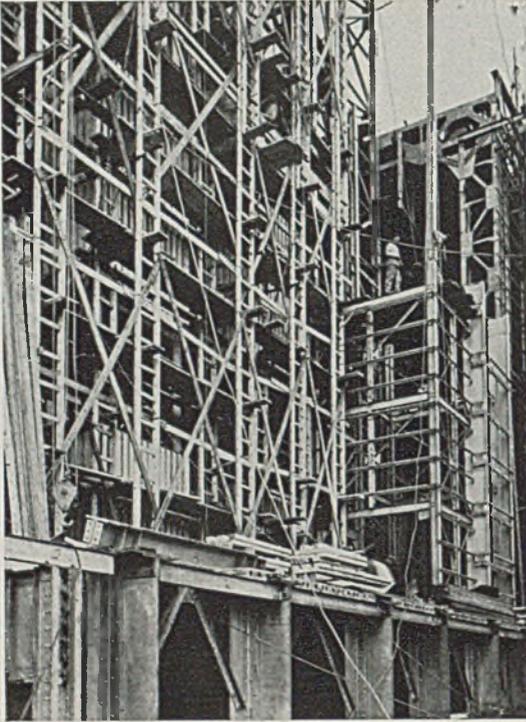


Abb. 23. Steinversetzarbeiten am Turm.

Das Abladen der Lastwagen auf der Baustelle erfolgte in erster Linie durch Duplexkräne, nur die besonders schweren Stücke wurden durch an Böcken aufgehängte Flaschenzüge abgeladen. Das Versetzen der Steine an den Wänden und Gesimsen der Halle erfolgte ebenfalls mit Hilfe der Duplexkräne. Die Verkleidung der Sockelgesimse und der Pfeiler wurde mit Flaschenzügen bewerkstelligt. Beim Turm mußte zum Teil gleichzeitig an der Eisenkonstruktion und an der Verkleidung gearbeitet werden. Für die Verkleidung standen acht Derrickkräne zur Verfügung, mit deren Hilfe es möglich war, die Arbeit in kürzester Zeit zu bewältigen (Abb. 23).

Mit dem Versetzen der Steine wurde Ende Februar begonnen; in den ersten Maitagen 1937 waren die Arbeiten nahezu beendet. Abb. 24 zeigt den Zustand des Turmes Mitte April 1937. Die Lieferung des Steinmaterials erfolgte durch die Arbeitsgemeinschaft Zeppelinwiese Nürnberg, die Versetzarbeiten wurden von der Firma Otto Penseler, Berlin, ausgeführt.

Sonstige Arbeiten.

Die Eindeckung sämtlicher Geschoßdecken erfolgte mit Bimsbetonhohlplatten System Remy, die für eine Nutzlast von 500 kg/m^2 berechnet waren. Die Verwendung dieser Platten hatte den wesentlichen Vorteil eines geringen Gewichtes, Vermeidung jeglicher zusätzlicher Gerüste und gab die Möglichkeit, im Einklang mit der übrigen Bauausführung die Platten an jeder beliebigen Stelle verlegen zu können. Dadurch, daß die Platten fertig aus

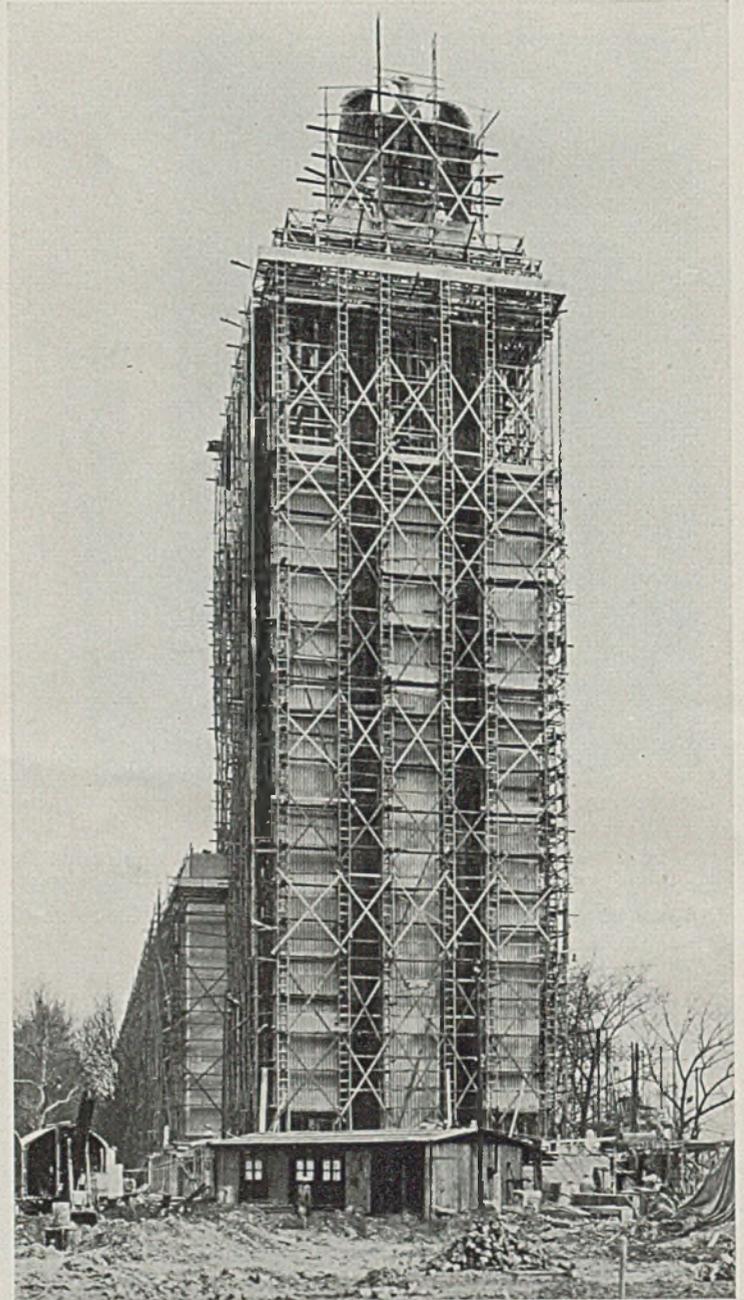


Abb. 24. Steinversetzarbeiten am Turm.

Die Abbildungen 2, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23 und 24 sind Aufnahmen von Photo Waroline, Paris.

lichste Schallsicherheit gesorgt werden. Es wurde daher zwischen Remy-Platten und Blindboden eine Lage Thermositbims eingebracht, ebenso wurden die einzelnen Wände im Innern des Kinogeschosses mit Glaswolle umkleidet.

DIE HELDERBACHTALBRÜCKE.

Von Ingenieur H. Schlüter, OBK. Kassel.

(Fortsetzung und Schluß von Seite 393.)

Die Entwässerung der Fahrbahn.

Abb. 20 und 23 zeigen die Art der Entwässerung der Fahrbahn. Vorberechnungen unter Voraussetzung eines Rohrdurchmessers

von 10 cm für die Ableitungsrohre hatten ergeben, daß ein Abstand von 40 m für die Entwässerungsstellen vollständig genügt. Die Einteilung wurde so vorgenommen, daß die Entwässerungstöpfe

immer in Feldmitte fielen. Wie aus Abb. 23 insbesondere im Querschnitt E—E erkenntlich, liegen die Ableitungsrohre unter den Ableitungstöpfen bündig mit den Unterflächen der Kragdecken, gehen durch die Hauptträger hindurch und münden hinter denselben in kurzen Abfallrohren, die unter den Hauptträgern nicht mehr hervorragen. Auf eine Ableitung die Pfeiler entlang und in der Nähe derselben ist verzichtet. Das Wasser fällt frei auf die Böschung, die zu dem Zweck eine Abpflasterung oder Steinaufpolste-

Abführung von Sickerwasser unterhalb der Fahrbahndecke (Abb. 23). Die Entwässerung der Fugen bei den Festlagern auf den Widerlagern geht aus Abb. 22 hervor. Die Zugänglichkeit dieser Abführleitungen ist durch Mannlöcher in den Querträgern am Auflager und beim Abschluß der Horizontalträger gesichert. Der Mann würde also vermittels einer Leiter durch das Mannloch im Querträger am Ende des großen Horizontalträgers (Abb. 28a) einsteigen, durch den Horizontalträger hindurchkriechen und durch das Mannloch im Querträger auf den Widerlagern soweit zur Rinne gelangen können, daß er sie reinigen kann.

Fahrbahndecke und Dichtung.

Als Fahrbahndecke war anfangs eine 5 cm starke Asphaltdecke vorgesehen, um ein geringes Eigengewicht zu erhalten. Die Dichtung sollte in gleichem Sinne aus einer zusammen mit der Schutzschicht nur 25 mm starken Asphaltdecke besonderer Bauart bestehen. In den weiteren Erwägungen wurde an Stelle der Asphaltdecke eine 12 cm starke bewehrte Eisenbetondecke auf derselben Dichtungsschicht vorgesehen. Die Nachprüfung unter Berücksichtigung des damit bedingten Mehrgewichtes ergab nur eine Erhöhung von etwa 4% für die Beton- und Eisenbeanspruchung der Hauptträger, die bereits für das geringere Gewicht ausgeführt waren.

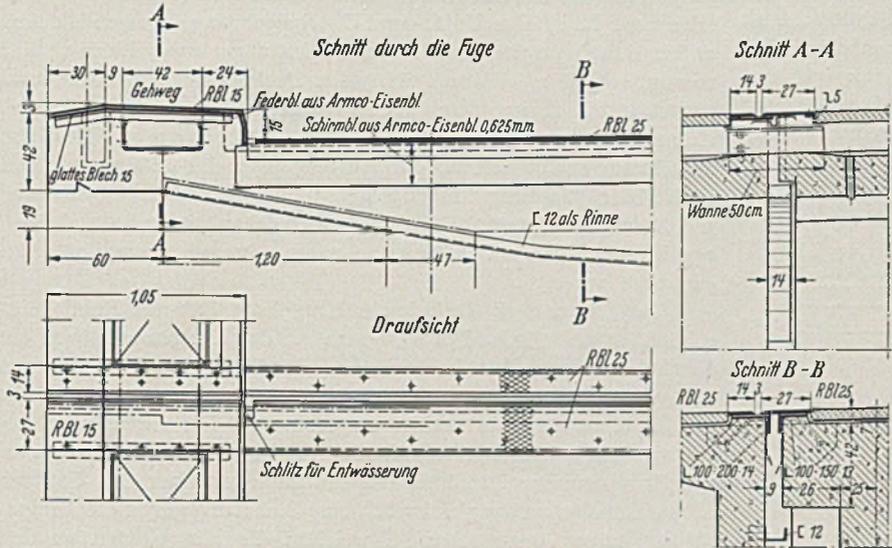


Abb. 22. Raumfuge und Übergangskonstruktion bei den Festlagern auf den beiden Widerlagern und im Koppelträger.

rung an den betreffenden Stellen erhält. Mit den Wasser-Abführstellen ist in der Mitte des ersten, am nördlichen Widerlager gelegenen Feldes, also 10 m vom Widerlager entfernt, begonnen. Dies Widerlager ist das tieferliegende von beiden. Es wird auf diese Weise von den auf der Fahrbahn herunter fließenden Wassermassen frei gehalten. Von dort aus ist die Einteilung der Wassertöpfe in 40 m Abstand erfolgt und es ist auch erreicht auf diese Weise, daß über der Verkehrsstraße nicht grade Abfallrohre zu liegen kommen. Die Abwässerungstöpfe, geliefert von der Firma J u c h o , sind sehr zweckmäßig gebaut und ermöglichen auch eine

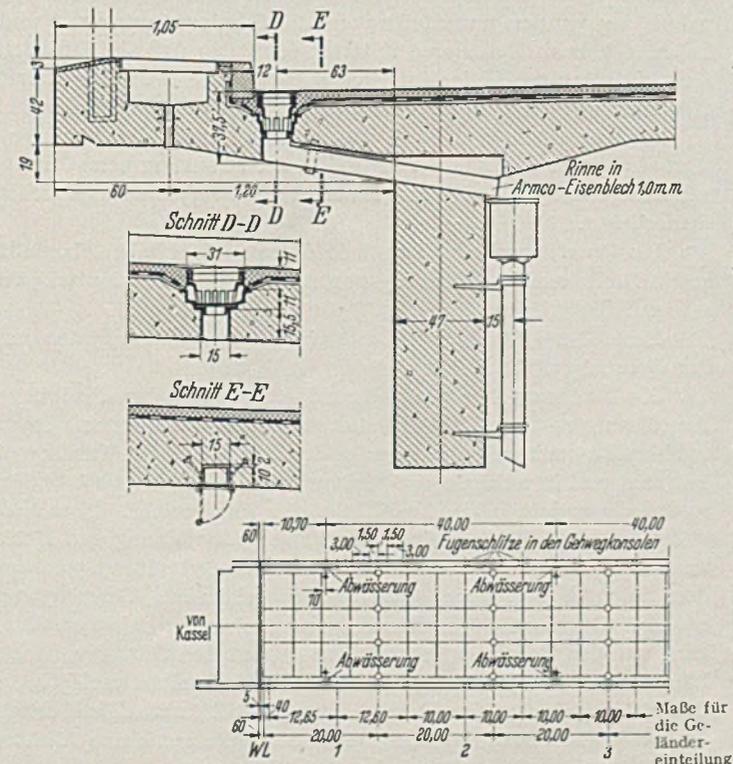


Abb. 23. Entwässerung der Fahrbahn, Einzelheiten und Übersicht (ausgeführte Fahrbahndecke nicht wie gezeichnet Gußasphalt 5 cm, sondern 12 cm Eisenbeton, s. Abb. 21).

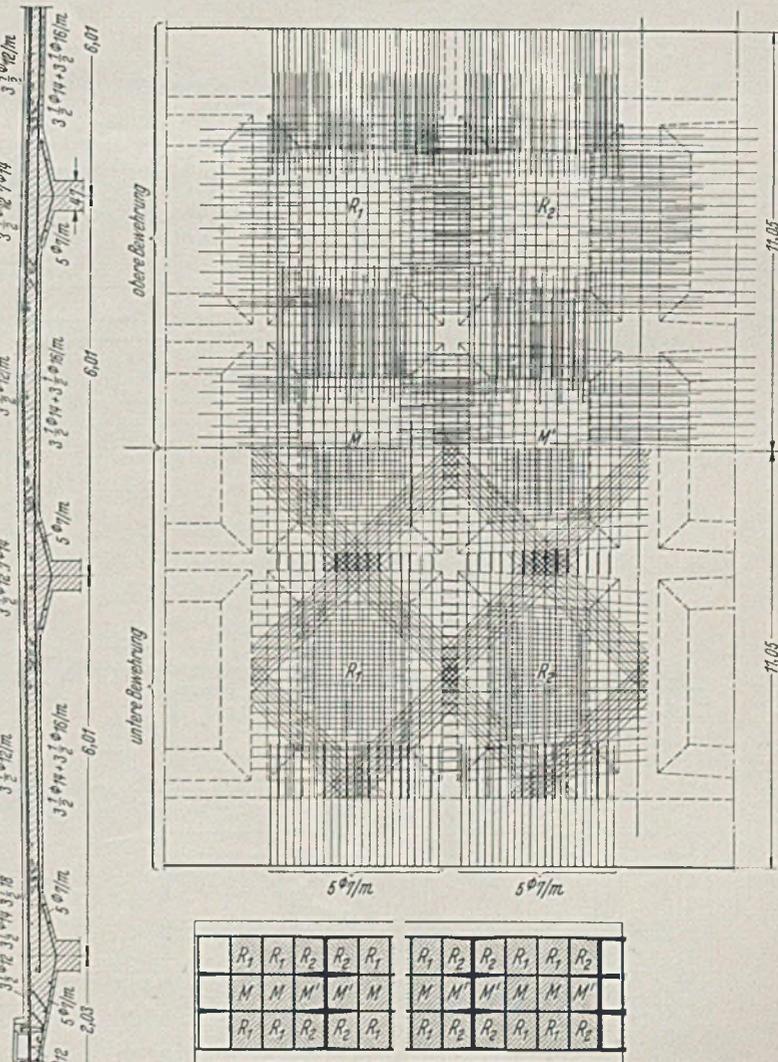


Abb. 24. Tragplatte der Fahrbahn, Bewehrungsplan. Links Bewehrung der Platte in der Querrichtung. Unten Übersicht der Felder vom Widerlager bis zum Kragarmende.

Die erwähnte Dichtung besteht aus einer Bitumenmasse verschiedener Härte. Nach einem Voranstrich wird die eigentliche dichtende 5 mm dicke Bitumenschicht mit 40—45% Bitumengehalt mit 150—170° Wärme aufgetragen. In die noch heiße Schicht wird eine Lage 500er Bitumen-Dichtungsbahn mit Überdeckung der Stöße eingedrückt. Schließlich folgt eine 625er Wollfilzpappe und eine 15 mm dicke Bitumenschutzschicht von 17 bis 18% Bitumengehalt, ebenfalls heiß aufgebracht. Wollfilzpappe und Schutzschicht vertreten die Stelle der üblichen Schutzschicht aus Beton, Betonplatten oder Hartbrandziegeln gegen mechanische Angriffe. Die Zwischenlage der 500er Dichtungsbahn ist eine besondere Ergänzung dieser Dichtungsart bei wasserdurchlässiger Decke, als welche eine Eisenbetondecke immerhin anzusehen ist. Fahrbahndecke und Dichtung sind in Abb. 21 dargestellt.

Die Tragplatte der Fahrbahn und die beiderseitigen Kragplatten.

Nach den Achsabständen der Haupt- und Querträger hat die Tragplatte der Fahrbahn die Spannweiten von 6,01 m und 5 m. Mit Rücksicht auf die ringsherum laufende Einspannung und die starken Abschrägungen von 80 cm vermindert sich der Spiegel der freien Fläche auf 3,94 · 3 m. Ihre Dicke beträgt in den Randfeldern durchweg 22 cm, in den Mittelfeldern unter Ausnutzung des Quergefälles 22—25 cm. Bewehrung und Bauart der Platte läßt Abb. 24 erkennen. Es ist eine Unter- und Oberbewehrung angewendet. Die untere Bewehrung besteht in beiden Richtungen aus 7 Eisen 14 und 16 mm, soweit es sich um die freien Deckenspiegel handelt, und vermindert sich im Bereich der Deckenanläufe auf die Hälfte. Hinzu kommen an den Ecken je 5 Durchmesser 10 mm. Die obere Bewehrung ergibt sich aus den Aufbiegungen der unteren und den nach jeder Richtung hin zugelegten und gerade durchgehenden 3 1/2 Ø 12 und 14 mm. Die Angaben beziehen sich alle auf einen 1 m breiten Streifen. Die Bewehrung war gut übersehbar und leicht zu verlegen.

Die 1,80 m weit ausladende Kragplatte hat am Rande einschließlich des oberen Bordes 40 cm, an der Einspannstelle 41 cm Stärke erhalten und ist in der Nähe jeder Stütze in Abständen von 3 m viermal aufgeschnitten, so daß jeweils in Feldmitte 11 m lange Stücke ohne Schnitte verbleiben (Abb. 23). Die Aufschnitte beugen dem bekannten Zweck, eine Beteiligung der Kragplatte an der Zugs Spannungsaufnahme der Hauptträger über den Stützen auszuschließen und zugleich auch eine Sicherung gegen die Temperaturspannungen zu schaffen, welchen die Kragplatten an den Außenborden besonders stark ausgesetzt sind. Die Ausbildung der Fugenschnitte ist in Abb. 24a dargestellt. Der Schnitt reicht nicht über die ganze Kragplattenbreite, sondern nur bis zur Bordkantenflucht. Die Fuge ist bis zur Kabelkanalsole durch eine im Beton bleibende 10 mm starke Kapakplatte ausgefüllt, während für den oberen Fugenschnitt herausziehbare Bleche verwendet wurden. Die Fuge wird in der Ebene des Kabelkanals durch Armco-Bleche mit einem geringen Gefälle nach außen abgedichtet. Wie aus Abb. 24a erkenntlich, sind die Kragplatten beim Beginn der Aufschnitte auch sorgfältig durch eine besonders kräftige Längsbewehrung geschützt. Eine gute Längsbewehrung haben auch die Kragplattenteilstücke erhalten, insbesondere auch die das Gelände haltenden äußeren Bordkanten. Die erwähnten Kapakplatten wurden unmittelbar auf die Schalung aufgesetzt und haben sich beim Betonieren unterschlemmt, so daß sie äußerlich nicht als schwarze Linien im Konsol bemerklich sind. Die damit in Verbindung stehenden Haarrislinien haben nichts zu bedeuten.

Die kleinen Zwischenquerträger für die Fahrbahnplatte haben 40 cm Stärke und sind in der Kreuzung beim Mittelhauptträger 1,25 m hoch. Ihre Bauart und Bewehrung zeigt nichts sonderliches.

Die Querträger in der Fuge beim Koppelträger haben ebenfalls 40 cm Breite und im Kreuzungspunkt mit den Mittelhauptträgern 1,80 m Höhe erhalten.

Eine Übersicht über die Gestaltung der tragenden Platte und der Querträger gibt Abb. 25.

Kabelkanäle und Bordkanten haben die übliche Ausführung erhalten. Die in Beton vorgesehenen Bordsteine liegen in einem besonderen Vorsprung aus der Decke, der den Kabelkanal begrenzt und in welchem die Dichtung der Fahrbahnplatte endet, so daß diese nicht bis in die Kabelkanäle hineinreicht. Diese sind vielmehr lediglich durch eine bituminöse Kaltränkung und Heißanstriche gedichtet und haben in 10 m Abständen mit entsprechenden Zuläufen verschene Abführungsröhrchen aus Gasrohr von 1 1/2 Zoll Stärke erhalten. Die Kabelkanäle werden mit 6 cm starken, auf der Baustelle hergestellten Eisenbetonplatten von 1 m Länge und 0,5 m Breite abgedeckt, die in Kalkmörtel verlegt werden und ringsherum eine Fugendichtung mit Bitumenmörtel erhalten, wozu die Platten auf den freien Schmalseiten kleine Absätze zum Fugenverguß erhalten haben.

Hauptträger.

Die Balkenhöhe beträgt bei den Randträgern bis Oberkante

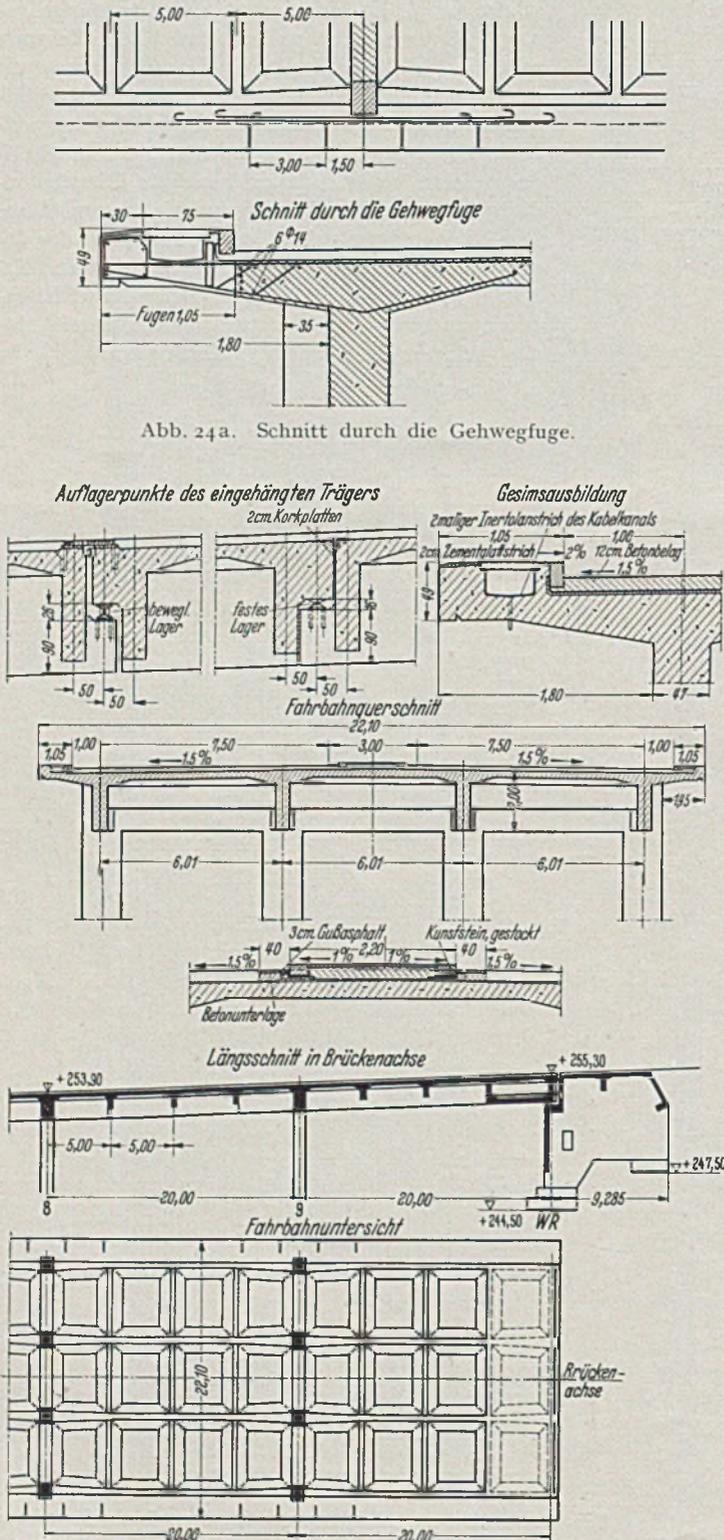


Abb. 25. Übersichtszeichnung zur Brückentafel mit Einzelheiten.

Fahrbahnplatte 1,91 m, bei den Mittelträgern entsprechend der Zunahme durch die Querneigung 2 m. Ihre Stärke ist nur 47 cm und verbreitert sich beim Anschluß an die Stützen für die Mittelträger auf 80 cm. Bauart und Bewehrung ist für die Mittelträger

geflechte, die die Haupteisen umschließen, wie schon anderweitig verwendet, erschien hier nicht erforderlich. Jedoch sind zur Erfassung der Zugspannungen im Steg oberhalb der Hauptbewehrungseisen noch einige Längseisen eingelegt und an den Bügeln be-

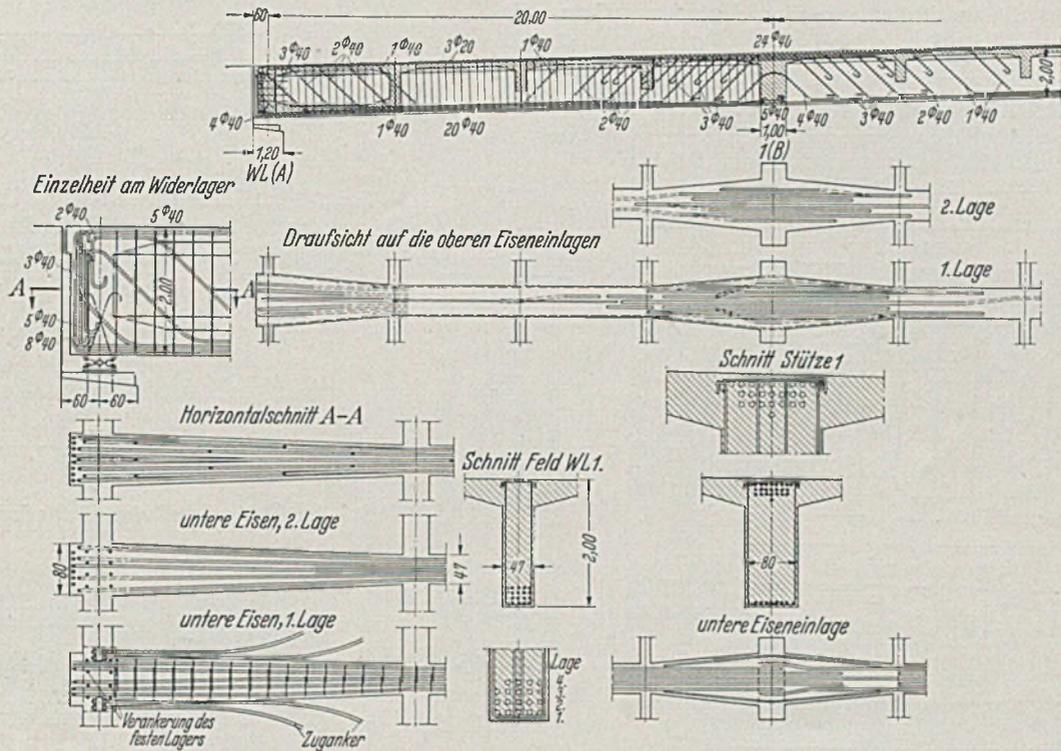


Abb. 26. Bewehrung der Hauptträger. Mittelträger vom Widerlager bis Stütze 1.

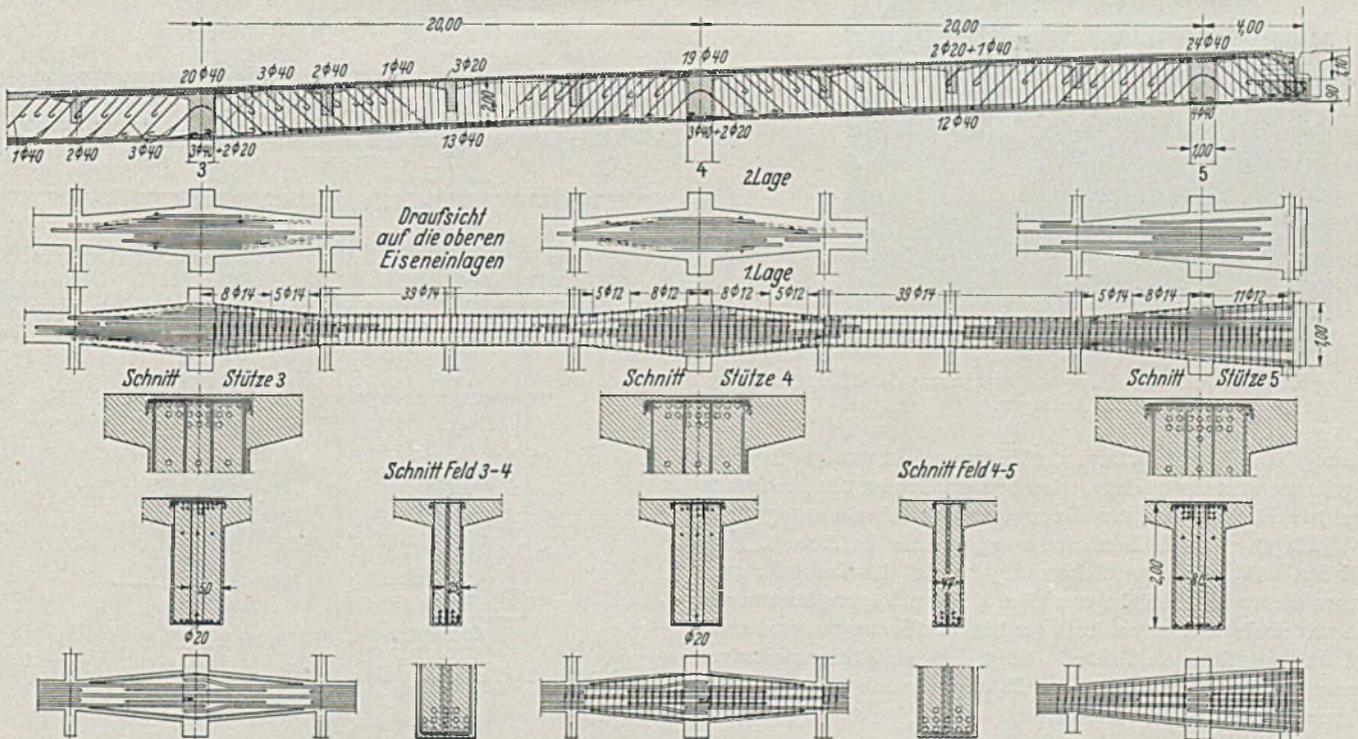


Abb. 27. Bewehrung der Hauptträger. Mittelträger von Stütze 3 bis Kragende.

aus Abb. 26 und 27a erkenntlich. Für die Endfelder hat sich eine gewisse Bewehrungshäufung ergeben, so daß dort 4 Lagen Eisen von je 5 Durchmesser 40 mm verwendet werden mußten, in den übrigen Feldern waren nur 2 1/2 Lagen erforderlich. Als Abstandhalter sind Winkeleisen L 50 · 50 · 7 nach besonderem Schema verwendet, als Bügel Eisen 14 mm in 30 cm Abstand, soweit erforderlich als Doppelbügel. Im Bereich der Stützenmomente erfolgt die Umschließung der Obereisen durch Abknicken und Umhaken der Bügel. Eine besondere Sicherung der Zugzone durch Draht-

festigt worden, Durchmesser 12 mm. Abb. 27a zeigt die Einzelheiten der Kragarmausbildung für den Hauptträger beim eingehängten Träger, Abb. 27b eine Aufnahme der fertigen Bewehrung am Hauptträgerauflager.

In Abb. 26a ist in der Nähe des Auflagers auch der oben erwähnte Horizontalträger kenntlich (Abb. 25), der vom Auflager bis zum nächsten Zwischenträger reicht und alle 4 Hauptträger zusammenschließt. Diese Horizontalträger haben 40 cm Stärke, horizontal gemessen 5,35 m Wirkungshöhe und über die

Brückenbreite 18,50 m Länge. Ihre Bauart zeigt Abb. 28. Sie haben eine Bewehrung als Platte, die zwischen den Haupt- und Querträgern gespannt ist, erhalten und eine Bewehrung als Horizontalträger von 18,50 m Länge. Die Plattenbewehrung ist in Abb. 26 unten dargestellt und besteht aus einer Unter- und Ober-

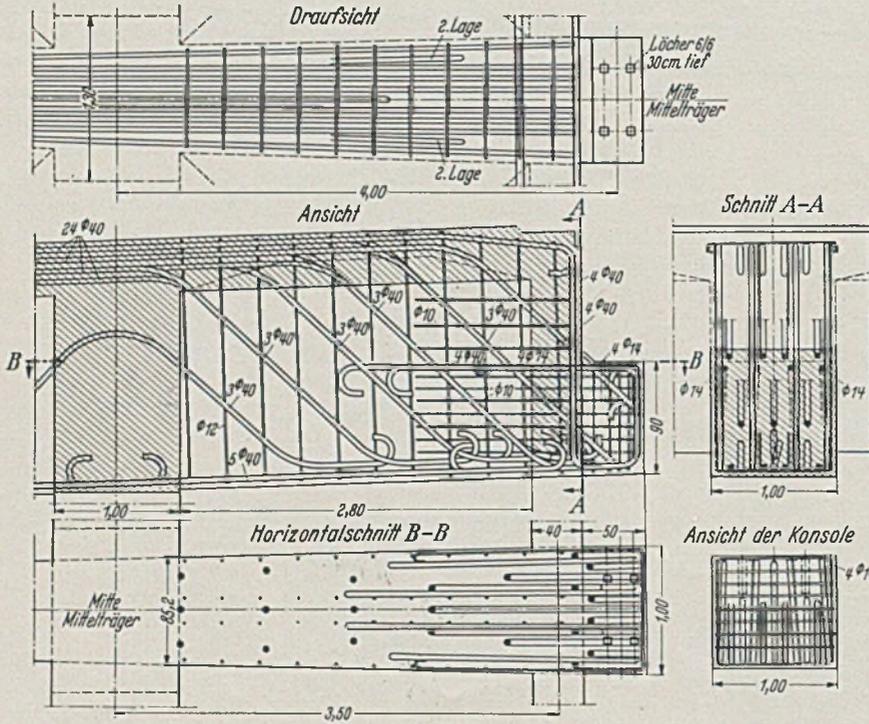


Abb. 27a. Mittelträger, Einzelheiten des Kragarms am eingehängten Felde.

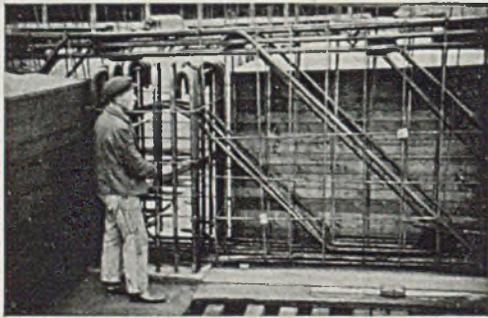


Abb. 27b. Aufnahme der fertigen Bewehrung der Hauptträger beim Auflager.

bewehrung. Die Platte hat nur ihr Eigengewicht und gewisse Begehungslasten zu tragen, denn wie oben erklärt ist der Hohlraum bekrichbar eingerichtet zur Reinigung der Abwässerungsrinne am Widerlager. Die Balkenbewehrung, welche in Abb. 28 dargestellt ist, läßt die eigentliche Aufgabe des Horizontalträgers erkennen, die aus der Brücke von allen 4 Hauptträgern kommende Längskraft nach dem festen Auflager hin zu übertragen, und zwar sowohl Zug wie Druck. Abb. 28a zeigt die den Horizontalträger begrenzenden beiden Querträger mit den Mannlöchern und der Bewehrung.

Stützen.

Der Bau der Stützen ist aus Abb. 29 zu erkennen. Die Bügel, bestehend aus Rundeseisen Durchmesser 12, sind so angeordnet, daß alle Eisen in der Querrichtung erfaßt werden und dennoch in der Mitte soviel Platz bleibt, daß durch einen Mann die Stampfarbeit ausgeführt werden kann. Die Abmessungen sind für alle Stützen 1 · 1,3 m. Mit dem Fundament ist die völlige Verspannung durch Anschlußeisen erzielt, welche bereits auf der Fundamentsohle aufstehen und 1,75 m über Fundamentoberkante ragen. Die oberen Eisenstöße laufen bis Deckenoberkante durch. Im übrigen sind die Überdeckungen 1,25 m lang gemacht und gegeneinander versetzt. Die Längsbewehrungen bestehen, um ein Beispiel zu geben, für

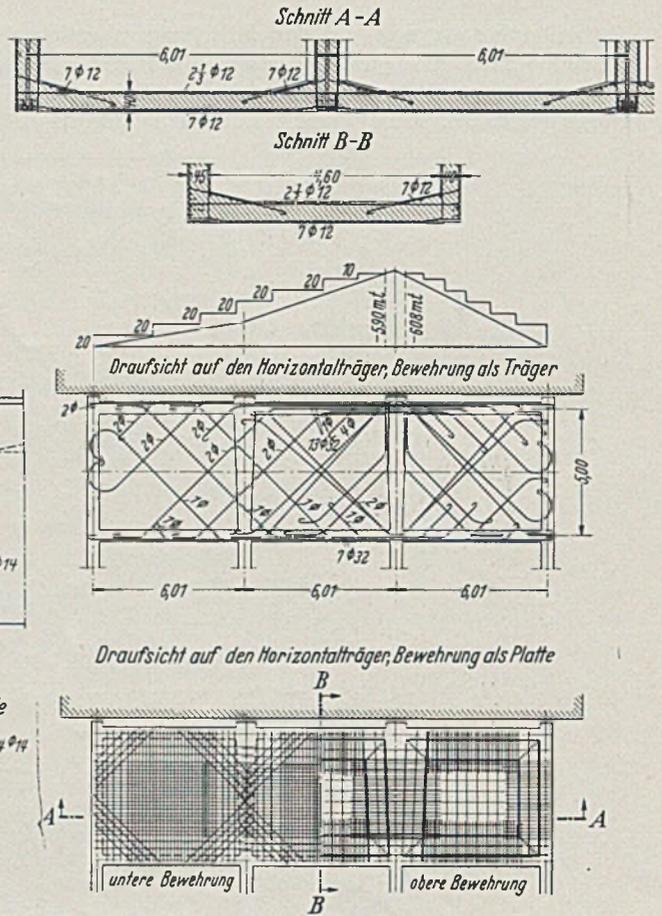


Abb. 28. Horizontalträger an den Widerlagern.

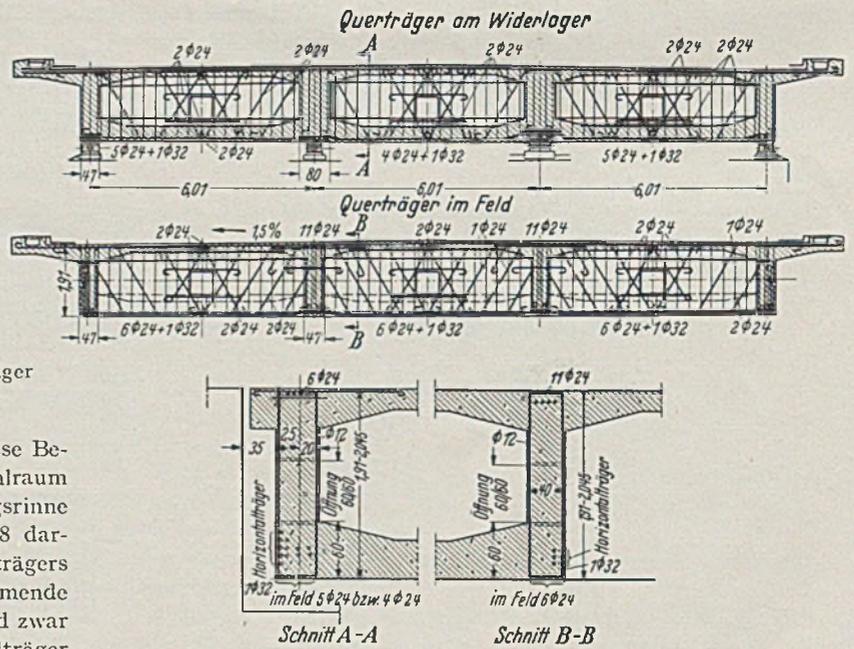


Abb. 28a. Die beiden Querträger an den Horizontalträgern mit Bewehrung.

Stütze 1 am Fuß aus 16 Rundeseisen 40 mm, am Kopf aus 24 Rundeseisen 40 mm. Für die übrigen Stützen ist die gleiche Anzahl Eisen verwendet, jedoch nur vom Durchmesser 30 mm. Die 16 Durchmesser 30 ergeben 0,87% des Säulenquerschnittes.

Die Stützkopfrahmen haben dieselbe Breite wie die Säulen erhalten. Der seitens des architektonischen Begutachters geäußerte Wunsch, die Stützenkopfrahmen schwächer auszuführen in der Weise, daß die Säulenkanten bis Unterkante Decke durchliefen, konnte wegen der Notwendigkeit, die für die Windversteifung erforderlichen Eisen in Verbindung mit der Säulenbreite auch über die Kopfrahmenbreite durchzuführen, nicht erfüllt werden. Dagegen wurde der Forderung entsprochen, die Säulen um 35 cm vor

die Balken vortreten zu lassen. Hierdurch wird die Durchdringung von Fahrbahndecke und Stützjoch unterstrichen. Bauart und Bewehrung der Hauptquerträger zeigt Abb. 30. Die gekreuzten Aufbiegungen weisen auf die Aufgabe der Querträger und Säulen hin, die Windsteifigkeit nach beiden Richtungen sicher zu stellen. Von der Decke her erhalten sie dasselbe Belastungsfeld wie die kleinen Querträger.

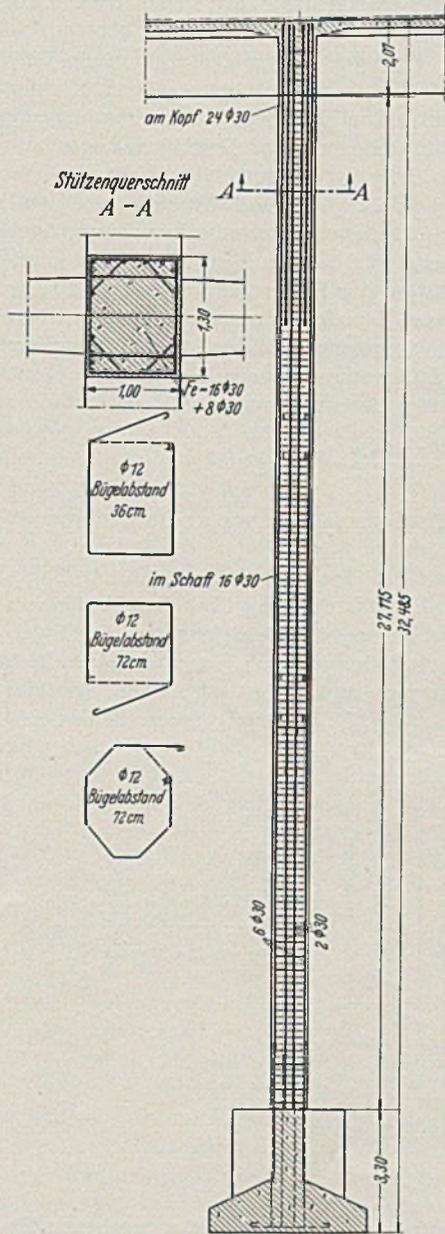


Abb. 29. Stützen und ihre Bewehrung.

tig betoniert. In die Fugen zwischen den Tafeln wurden zur Abdichtung imprägnierte Pappstreifen eingelegt. Die Stöße markierten sich im Beton durch ganz unbedeutende Nähte, die schnell abgespitzt waren. In jeder Säule war ein Mann tätig.

Das Ausbreitmaß für den Beton, welchem Basaltspitt zugesetzt war, war bei den Säulen 44 cm. Es genügte, um eine gute Einhüllung der Eisen herbeizuführen, ohne daß ein Wasserabsetzen eintrat. In die Ecken der Stahlschalung waren hölzerne Dreikantleisten 3 · 3 cm eingesetzt.

Um für die Aufstellung der Stahlschalung auf den Fundamenten gleich die nötige Ausrichtung zu besitzen, wurden auf den Fundamenten gleich nach deren Fertigstellung 10 cm hohe Beton-

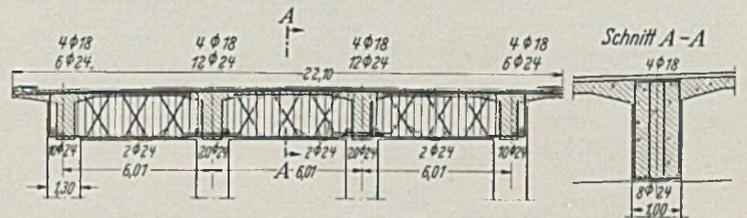


Abb. 30. Die Querträger über den Stützen (Hauptquerträger). Schnitt durch die Trägervouten.

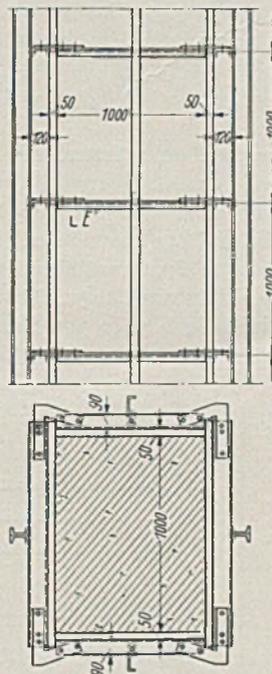


Abb. 31. Stahlschalung der Stützen.

Ansicht.

Draufsicht.

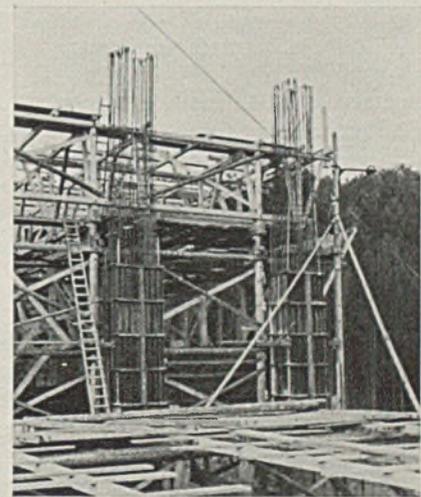


Abb. 31a. Stahlschalung im Arbeitsvorgang.

sockel als Säulenanfänge in der genauen Säulenlage ausgeführt und später bei der Aufstellung der Stahlschalung als Anschläge benutzt.

Die bis zu 28 m hohen Säulen konnten auf diese Weise ohne Schwierigkeiten hergestellt werden und sind in jeder Weise, besonders auch in der Geradlinigkeit lotgerecht, und vorzüglich ausgefallen.

Die Gründungen.

Die Gründungen erfolgten durchweg auf festem Letten und Sandstein. Während die Scheibengründung der Widerlager dem Bergverlauf entsprechend staffelförmig vorgenommen wurde, um die Scheibenhöhe nach Möglichkeit zu beschränken, wurde bei den Stützenfundamenten auf eine Staffelung vorwiegend aus statischen Gründen verzichtet, obwohl die Grundmauern auf diese Weise unnötig tief in die Erde geführt werden mußten. Es erschien wertvoll, die hohen schlanken Säulenschäfte auf waagrecht durchlaufende Auflagerbänke zu stützen, da sie in der Querrichtung der Brücke ihre Hauptwiderstandsfähigkeit zu beweisen haben. Bei den Widerlagern hingegen liegt die Beanspruchung nur in der Längsrichtung. So konnten selbst noch die Stützpunkte jeder einzelnen Scheibe wieder dem Bergverlauf entsprechend gestaffelt werden. Die Flügelwände, welche dem Bergverlauf entsprechend sehr verschieden groß ausgefallen sind, haben keine eigene Gründung erhalten, sondern sind den Endscheiben nur vorgehängt. Daß die verschiedene Größe der Flügel architektonisch für die Brücke nicht von

Während für Balken und Fahrbahndecke gewöhnliche Holzverschalung (Rauhspund 30 mm) verwendet wurde, erschien für die Ausführung der hohen schlanken Säulen die Verwendung von Stahlschalung angezeigt. Es wurde dazu das System von Luchterhand u. Co., Neustadt/Weinstr., (Abb. 31 u. 31a) verwendet. Die Stahlschalung, bestehend aus 2 mm starken Blechen mit allseitiger Umbördelung und mit Doppel-[-Stifen versehen, wird in 1 m hohen Tafeln versetzt und durch horizontale Rahmen gehalten; die Richtung wird durch vertikale Lineale aus [-Eisen gesichert. Die Stahlschalung wurde ausgelotet und gegen die aufgehende Rüstung verkeilt. Die ersten Säulen wurden ganz eingeschalt und es erfolgte die Betonierung in Absätzen von 6 m wechselweise. Zwecks Zugänglichkeit in das Innere wurden einzelne Platten herausgenommen, so daß auch das Schüttröhre beliebig eingeführt werden konnte. Um nicht zuviel Schalmaterial zu benötigen, wurde bei den weiteren Säulen nur abschnittsweise mit 6 m-Schüssen eingeschalt und wieder umschich-

Nachteil war, ebensowenig wie die verschiedene Säulenhöhe, konnte an dem Modell ohne weiteres erkannt werden. Es bestand kein Grund die Hohlräume der Widerlager zu verfüllen. Sie werden durch besondere Zugänge im Mauerwerk zugänglich gemacht und können noch räumlich ausgenützt werden.

Der an der Straße gelegene Pfeiler erhielt zur Sicherung der Straße und wegen der Nähe des Helderbaches eine eiserne Umspinnung.

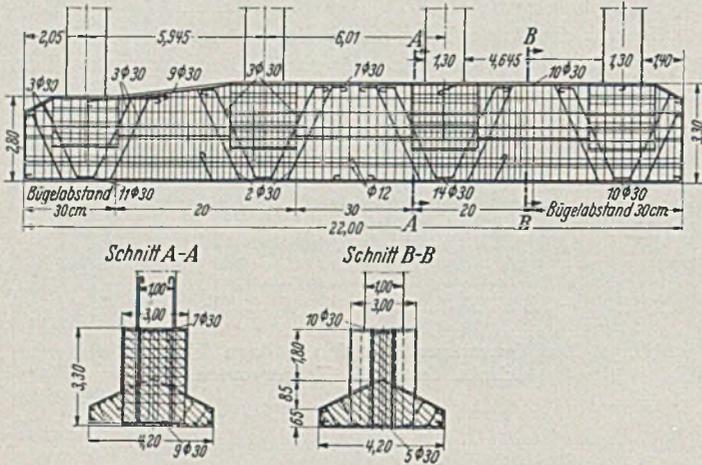


Abb. 32. Stützenfundamente.

Die Grundmauern der Säulen sind umgekehrte Plattenbalken (Abb. 32). Zur Aufnahme der Stützen haben die Stege die erforderlichen Erbreiterungen erhalten. Diese wurden praktischerweise gleich soweit vorgezogen, daß die Gerüststiele darauf neben den Säulen bequem aufgestellt werden konnten.

Festigkeitsberechnungen.

I. Lotrechte Belastung.

a) Hauptträger. Die Berechnung der Hauptträger für Eigengewicht, Verkehrslast, Schwinden und Temperaturwirkungen erfolgte nach dem Verfahren von Mörsch², welches den elastischen Widerstand, den die Stützen der Durchbiegung der Träger entgegenstellen, berücksichtigt, im übrigen aber dem Verfahren für die Berechnung freiauflegender Durchlaufträger entspricht. Das veränderliche Trägheitsmoment infolge der Erbreiterung der Hauptträger bei den Stützen wird zur Vereinfachung vernachlässigt. Die Momente infolge der entsprechenden Eigengewichtserhöhung werden besonders ermittelt.

Mit Hilfe der Festpunkte und Übergangszahlen erfolgt zunächst die Ermittlung der Momente aus Eigengewicht. Die Einzelasten der Querträger werden durch eine gleichmäßige Belastung ersetzt. Die Momente infolge der Belastung durch die Trägererbreiterung werden wie die Einflüsse der Verkehrsbelastung mit Hilfe der graphisch ermittelten Einflußlinien bestimmt. Die Ermittlung der Momente aus Temperatur- und Schwindeinflüssen erfolgte ebenfalls graphisch nach den von Mörsch (S. 119—125) angegebenen Verfahren. Die Verschiebungen an den einzelnen Stützenköpfen ergeben sich für eine Temperaturabnahme und Schwinden von zusammen 30° zu:

- Stütze 1: $y_1 = 0,00001 \cdot 30 \cdot 20,0 = 0,006 \text{ m}$,
 - „ 2: $y_2 = 0,00001 \cdot 40 \cdot 30,0 = 0,012 \text{ m}$,
 - „ 3: $y_3 = 0,00001 \cdot 30 \cdot 60,0 = 0,018 \text{ m}$,
 - „ 4: $y_4 = 0,00001 \cdot 30 \cdot 80,0 = 0,024 \text{ m}$
- und ebenso Stütze 5 = 0,03 m.

Mit diesen Verschiebungen wurden die zugehörigen Stützenkopfmomente M_c und M_e nach Mörsch (S. 125, Gl. 14) ermittelt und dann wurde mit Hilfe der Fixpunkte und Übergangszahlen der ganze Momentenverlauf infolge Temperatur und Schwinden gezeichnet. Zur Sicherheit und um auch eine Längenänderung nach rechts zu berücksichtigen, wurde ein über den Schwindeinfluß hinausgehender Wärmeeinfluß von 10°, entsprechend also einem

² Mörsch: Der durchlaufende Träger, Stuttgart 1928.

Temperaturanstieg auf 25°, gerechnet. Die dabei entstehenden Momente ergeben sich aus den zuerst berechneten durch Multiplikation mit $-1/3$. Nach Feststellung der Stützenkopfmomente bei jeder einzelnen Stütze wurden die Gesamtspannungen bei jeder Stütze durch Überlagerung der aus der Verschiebung jeweils eines Stützenkopfes hervorgerufenen Teilbeanspruchung des Systems berechnet.

Die Berücksichtigung der Querkkräfte erfolgte nach demselben Verfahren.

Die Biegemomente betragen für die Balken, um ein Beispiel zu geben, für die Endfelder des Innenträgers 438 mt, für die anderen Felder etwa 287 mt. Die Bewehrung war entsprechend 20 Durchmesser 40 und 12 Durchmesser 40. Der Spannungsnachweis erfolgte unter Berücksichtigung der durch die Deckenanläufe und auch durch den Steg selbst gebotenen Druckflächen nach Mörsch³ und ergab im Endfeld nur eine Betonbeanspruchung von 41,2 kg/cm². Die Druckbreite war dabei nur zu 2,5 m eingesetzt, so daß man von einer Addition der Betonspannungen von Platte und Balken nicht reden kann, denn im Abstände von 1,25 m von der Balkenachse sind die Plattenmomente in der Längsrichtung nur geringfügig. Das größte Stützenmoment ergab sich zu 554 mt und es stand dem eine zulässige Beanspruchung von

$$75 + \frac{300 - 225}{9} = 83 \text{ kg/cm}^2$$

gegenüber, während ein Eisenquerschnitt von 21 Durchmesser 40 erforderlich war.

b) Fahr bahn p l a t t e. Die kreuzweise bewehrte Fahrbahnplatte spannt sich in der Querrichtung über drei Felder von 6,01 m Spannweite und hat hier zwei Außenfelder und ein Mittelfeld. In der Längsrichtung hat sie praktisch genommen unendlich viele Felder von 5 m Spannweite und unter diesen zwei Endfelder (Abb. 33). Die Berechnung der Platte erfolgt nach Marcus⁴

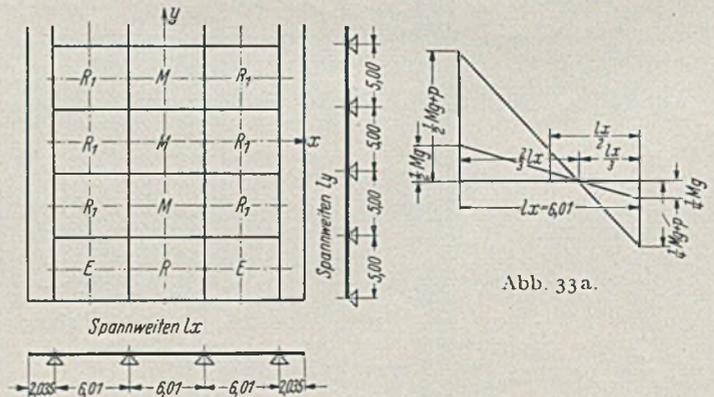


Abb. 33.

für die durch die Auflagerung der einzelnen Felder gegebenen Bedingungen.

Die Berechnung der Randfelder R₁ und R erfolgt nach § 8, Platten an drei Seiten eingeklemmt und an einem Rande frei aufliegend. An den Außenbalken und Endquerträgern ist also keine Einspannung bei dieser Momentermittlung vorausgesetzt, jedoch werden später die aus der Kragplatte stammenden negativen Momente für die Endfelder berücksichtigt. Die Berechnung der Mittelfelder M erfolgt nach § 9 als durchlaufende Platten. Die Berechnung der beiden Endfelder E erfolgt nach § 7, Platten an zwei benachbarten Seiten frei aufliegend, an den beiden anderen fest eingeklemmt.

Es sind zwei Hauptbelastungsfälle zu unterscheiden: Eigengewicht und Fahrbahnbelag und Einzellast der Fahrzeuge P in ungünstigster Stellung (schachbrettartige Belastung). Die Momente infolge Verkehr werden für eine in Plattenmitte stehende Einzellast P bei schachbrettartiger Belastung nach den von Marcus

³ Mörsch: Eisenbetonbau, Bd. 1, 1. Hälfte, S. 326.

⁴ Marcus: Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten, Berlin 1929.

(S. 94—95) abgeleiteten Näherungsgleichungen ermittelt, wobei G gleich 0 zu setzen ist.

Von den Momenten der Kragarme geht infolge der Verdrehungssteifigkeit der Randträger, die durch die Querträger noch weiter versteift werden, nur ein Teil in die Fahrbahnplatte. Es wird deshalb für die Feld- und Stützenmomente der Randfelder nur die Hälfte des Kragmomentes mit seinen jeweiligen Maximal- oder Minimalwert berücksichtigt. Die Mittelfelder bleiben durch das Kragmoment unbeeinflusst. Für die Verteilung der Kragmomente wird angenommen, daß das Randfeld im nächstliegenden Mittelträger fest eingespannt ist (Abb. 33a). Entsprechend wird der Festpunkt für die Momentverteilung in $\frac{1}{3}$ der Spannweite der Platte von der Mittelträgerachse aus angenommen. In der Zusammenstellung der Maximalmomente werden daher für Feldmitte der Randfelder und deren Anschluß über der Innenstütze die entsprechenden Maximal- und Minimalmomente aus dem Kragmoment berücksichtigt.

Das halbe maximale Kragmoment ist noch immer fast doppelt so groß wie das größte negative Stützenmoment für die Platte am Innenträger. Infolgedessen ist damit und mit der Bewehrung der Platte im Randfeld für dieses Moment konstruktiv auch die Einspannung der Randplatte über den Randträgern reichlich berücksichtigt, obwohl die Außenfelder bei der Feststellung der Biegemomente für die Fahrbahnplatte im Randbalken als frei aufgelagert vorausgesetzt worden sind.

Drillungsmomente wurden nicht berücksichtigt, weil die Platte mit den Balken biegefest verbunden ist (Bestimmungen § 23, 2). Gleichwohl wurden die Ecken der Plattenfelder auf der Unterseite durch senkrecht zur Diagonale gelegte Eisen verstärkt.

Es ist oben schon gesagt, daß es zweckmäßig ist, die Kragweite so anzulegen, daß die Feldmomente von Rand- und Mittelfeldern möglichst gleich groß werden. Im vorliegenden Falle ist das auch erreicht. Die Feldmomente der Platten betragen in der Querrichtung etwa 2,5 mt, in der Längsrichtung etwa 3 mt. Für die Randfelder hat sich dazu ein größtes negatives Moment von etwa 1,1 mt ergeben, während ein solches im Mittelfeld kaum noch auftritt. Die zulässige Beanspruchung des Betons von 60 kg/cm^2 wurde nirgends erreicht. Die Beanspruchungen blieben in den Grenzen von $25\text{—}50 \text{ kg/cm}^2$.

c) Zwischenträger. Für die kleinen Querträger wurden die von der Platte aus Eigengewicht und Verkehrsbelastung stammenden Lastanteile mit denselben Verteilungsfaktoren bestimmt, welche für die Platte selbst ermittelt waren. Die Momente wurden damit graphisch und mit den Einflußlinien von Griot bestimmt unter Annahme freier Auflagerung in den Randträgern.

Die Zusatzbelastung der Querträger infolge verschiedener Einsenkung der Hauptträger wurde nach einem von Prof. Mörsch angegebenen und auch in anderen Fällen angewendeten Näherungsverfahren berücksichtigt. Unter den allgemeinen Voraussetzungen annähernd gleicher Höhe der beiden Träger (Außen- und Innenträger), wie sie hier gegeben ist, und gleicher Beton- und Eisenbeanspruchung bei einem bestimmten Belastungsfall für jeden Träger werden die Querträger keine zusätzliche Beanspruchung erfahren, weil dann anzunehmen ist, daß in entsprechenden Schnitten der beiden Träger auch gleich große Durchbiegungen vorhanden sind. Dieser Belastungsfall ist in unserem Beispiel aber derjenige, für den die beiden Träger bemessen worden sind. Das hat seine Ursache darin, daß die Höchstbiegemomente, für welche die Träger unter der Voraussetzung annähernd gleicher Spannungen bemessen worden sind, das gleiche Verhältnis zueinander haben wie die Belastungen selbst, nämlich Mittelträger zu Randträger wie 55,3 zu 44,7. Im Höchstbelastungsfall, sofern er mit Rücksicht auf die für ihn eingesetzte Laststellung überhaupt gleichzeitig für beide Träger auftreten kann, erhielten die Querträger daher keine zusätzliche Belastung. Für jeden anderen Belastungsfall ist die Einsenkung der Hauptträger verschieden und daher eine Zusatzbelastung der Querträger mit einer lastverteilenden Wirkung der Querträger auf die Hauptträger bedingt. Diese Lastverteilung wäre eine vollkommene, wenn man vollständige Starrheit für die Querträger voraussetzen könnte neben der Voraus-

setzung einer jeweils symmetrischen Lastanordnung der Brückenbreite nach.

Hieraus ergibt sich eine einfache und zutreffende Näherung zur Berechnung der Zusatzbelastung der Querträger. Für jedes andere Belastungsverhältnis der Hauptträger zueinander als das oben angegebene sind nur die abweichenden Kräfte zu ermitteln und die entsprechenden Biegemomente für den Querträger zu bestimmen, wobei dessen Länge gleich dem Abstand der beiden Außenträger voneinander (Mitte zu Mitte) zu setzen ist. In der Heranziehung solcher abweichenden Belastungsfälle zu hinreichender Bemessung der Querträger kann man eine unsymmetrische Belastung der Brücke ihrer Breite nach schon deswegen ausschließen, weil sie keine ungünstigeren Werte ergibt als die symmetrische Belastung und im übrigen deren Auswirkung auf die Zusatzlasten der Querträger sehr schwer zu erfassen wäre.

Es ergeben sich dann zwei symmetrische Belastungsfälle, für die im ersten Fall die Mittelträger, im zweiten Fall die Randträger ihre höchste Belastung erhalten (Abb. 34) und daher in jedem Fall

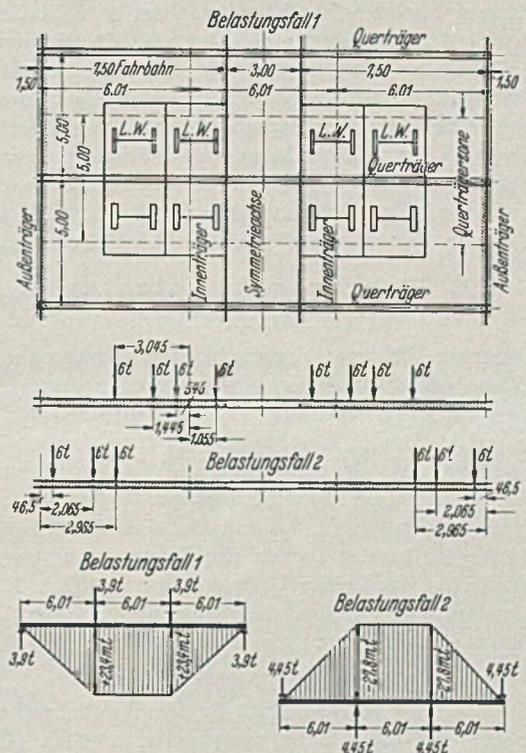


Abb. 34.

unter Hinzukommen des Eigengewichts das Belastungsverhältnis von Mittel- und Randträger ein ganz anderes wird als das oben angegebene und gleiche Durchsenkung der Hauptträger bedingende. Soweit bei diesem jeweiligen Belastungsverhältnis das Verhältnis 55,3 zu 44,7 überschritten wird, tritt durch die überschüssigen Kräfte eine Verbiegung des Querträgers auf die Brückenbreite ein. Im Belastungsfall 1 entsteht gegenüber dem grundlegenden Verhältnis eine Überbelastung der Innenträger und daher ein positives, im Belastungsfall 2 zufolge der Überbelastung der Außenträger ein negatives Verbiegemoment des Querträgers. Bei der Bestimmung der Reaktionen der Verkehrslast auf die Hauptträger kann man für diese Untersuchung von der lastverteilenden Wirkung der Platte absehen und diese als einfache quergespannte Platte betrachten. Walzenbelastung kommt auch nicht in Frage, da man sich, damit überhaupt eine unterschiedliche Einsenkung der Hauptträger eintreten kann, die in der Abb. 34 dargestellten Laststellungen in mehreren Querträgerzonen hintereinander vorzustellen hat und also gleichzeitig höchstens nur Wagen in Frage kommen.

Beispielsweise ergibt sich für Laststellung 1:

Belastung des Randträgers (immer für ein Querträgerfeld von 5 m Breite gerechnet)	
aus Eigengewicht und Verkehrslast . . .	38,06 t
Belastung des Innenträgers	65,44 t
	zusammen 103,5 t

Die Belastungen von Mittelträger und Randträger verhalten sich jetzt nicht mehr wie 55,3 zu 44,7 und der Hauptträger müßte, wenn trotzdem gleiche Einsenkung aller Querträger eintreten soll, mit völliger Starrheit den entsprechenden Ausgleich herbeiführen, d. h. er müßte die Überbelastung, die jetzt die Mittelträger gegenüber den Randträgern besitzen, so verteilen, daß das alte Belastungsverhältnis für beide Träger wieder hergestellt wird. Dies wäre bei der Gesamtlast von 103,5 t der Fall, wenn

$$\text{auf den Mittelträger} \quad \dots \quad 103,5 \cdot 55,3\% = 57,6 \text{ t}$$

$$\text{,, ,, Randträger} \quad \dots \quad 103,5 \cdot 44,7\% = 45,9 \text{ t}$$

entfielen.

Gegenüber der Belastung von 65,44 und 38,1 t bedeutet dies für die Mittelträger eine Entlastung von 7,8 t und für die Randträger eine Belastung gleicher Größe, die durch den starren Querträger auszuüben wäre und umgekehrt ein entsprechendes Biegemoment für denselben bedingte. Die entsprechende Momentenfläche des Querträgers ist in Abb. 34 dargestellt.

Wie eine besondere Untersuchung ergeben hat, bekommt aber der Querträger infolge seiner Elastizität nur eine Zusatzbelastung von höchstens $\frac{1}{2}$ der Belastung des starren Querträgers, woraus denn die Belastung mit nur 3,9 t Einzellast hervorgeht und sich das positive Biegemoment von $3,9 \cdot 6,01 = 23,4$ mt ergibt. Ebenso ergibt sich für den Belastungsfall 2 ein negatives Biegemoment von 27,8 mt. Diese Momente sind dann praktischerweise algebraisch den aus Eigengewicht und Verkehrslast unter Voraussetzung unnachgiebiger Stützen ermittelten höchsten Momenten zu addieren, wenn diese auch für andere Lastfälle ermittelt sind.

II. Waagerechte Belastung (Windbeanspruchung).

Aus der in Abb. 13 dargestellten Systemanordnung folgen auch die Elastizitäts- und Gleichgewichtsbedingungen zur Ermittlung der Windbeanspruchung der Stützenjoche. Ist die Fahrbahtafel gegenüber den in sie eingespannten schlanken Stützen als starre Scheibe anzusehen, die infolge des Windangriffes um den im Festlager gegebenen Haltepunkt bei elastischer Nachgiebigkeit der Stützen drehen kann, so müssen die Verschiebungen der Stützenköpfe infolge der dort in der Querrichtung zur Brückenachse wirkenden statischen Unbekannten X_1, X_2, X_3, X_4, X_5 proportional den Abständen der Stützenköpfe vom Drehpunkt sein, woraus für sie folgt:

$$(1) \quad \eta_1 = \frac{1}{2} \eta_2 = \frac{1}{3} \eta_3 = \frac{1}{4} \eta_4 = \frac{1}{5} \eta_5,$$

während sich die η -Werte selbst für die Windbelastung auf die Hauptträger und die Stützen verschieden ergeben (Belastungsfall a und b).

Hinzu kommen in jedem Fall die Gleichgewichtsbedingungen

$$(2) \quad \sum H = 0$$

$$(3) \quad \sum M = 0,$$

letztere bezogen auf den Drehpunkt der Scheibe am Widerlager.

a) Windbelastung auf den Hauptträger und das Verkehrsband.

$$(1) \quad \eta_1 = \frac{1}{2} \eta_2 = \frac{1}{3} \eta_3 = \frac{1}{4} \eta_4 = \frac{1}{5} \eta_5,$$

worin

$$\eta_n = \frac{X_n h_n^3}{12 E J},$$

die sich aus der Grundgleichung für die Durchbiegung eines beiderseitig eingespannten Stabes von der Länge l gleich der doppelten Stützenhöhe ($2 h_n$), belastet mit einer Einzellast $P = 2 X_n$ in der Mitte ergibt.

Hierzu

$$(2) \quad X_0 + X_1 + X_2 + X_3 + X_4 + X_5 = W$$

$$(3) \quad X_1 + 2 X_2 + 3 X_3 + 4 X_4 + 5 X_5 = W \frac{e}{1}$$

b) Windbelastung auf die Stützen selbst.

Wie vor ist

$$(1) \quad \eta_1 = \frac{1}{2} \eta_2 = \frac{1}{3} \eta_3 = \frac{1}{4} \eta_4 = \frac{1}{5} \eta_5,$$

worin

$$E J \eta_n = \frac{1}{12} X_n h_n^3 - \frac{1}{24} q h_n^4,$$

welcher Wert sich für den aus der unmittelbaren Stützenbelastung mit Wind $= q$ pro m Höhe stammenden anteiligen X_n -Wert am Stützenkopf wie vor ergibt, wenn die von der unmittelbaren Belastung mit q bewirkte Verbiegung des beiderseits eingespannten Säulenstabes berücksichtigt wird.

Hierzu

$$(2) \quad X_0 + X_1 + X_2 + X_3 + X_4 + X_5 = 0$$

$$(3) \quad X_1 + 2 X_2 + 3 X_3 + 4 X_4 + 5 X_5 = 0.$$

Die Stützhöhen h_n sind dabei von Oberkante Fundament zu Unterkante Hauptträger zu rechnen. Die Einspannung der Stützen in der Fahrbahtscheibe ist durch die über jeder Stützenreihe vorhandenen steifen Querriegel voll gewährleistet.

Die Belastung q ist in dieser Berechnung unter der Voraussetzung, daß der Winddruck schräg auf das Säulenjoch treffen kann, nicht nur für die vorderste Säule eines Stützenjoches eingesetzt worden, sondern auch für die dahinter liegenden, so daß q für die vierfache Säulenbreite eingesetzt ist.

Die Festigkeitsberechnung für die Stützen erfolgte in der Weise, daß zunächst eine Näherungsbemessung nach Mörsch (Bemessungstafel 18) für die ermittelten Höchstmomente in Längs- und Querrichtung und die zugehörige Auflast vorgenommen wurde. Es betrug z. B. für Stütze 2 vom Widerlager die Auflast am Kopf 293,8 t, das Moment in der Längsrichtung

$$\text{aus } g = +2,80 \text{ mt,}$$

$$\text{,, } p = +29,5 \text{ mt und } -26,1 \text{ mt,}$$

$$\text{,, } t + s \text{ bei } 30^\circ = -52,6 \text{ mt,}$$

$$\text{,, } t \text{ bei } 10^\circ = +17,4 \text{ mt,}$$

woraus sich ergeben

$$M_{\max} = +49,7 \text{ mt,}$$

$$M_{\min} = -76,1 \text{ mt.}$$

Hinzu kommt in der Querrichtung +43,4 mt.

Mit diesen Werten wurde die Neigung der Null-Linie nach Börner (statische Tabellen) festgestellt und schließlich wurde der Spannungsnachweis graphisch nach Mörsch (I, 1 S. 470) erbracht. Für das genannte Beispiel ergab sich die Betonbeanspruchung zu 63,9 kg/cm², die Eisenbeanspruchung zu 345 kg/cm².

Die Untersuchung auf Knicken erfolgte nach DIN 1075, § 11, Ziffer 1 und DIN 1045, Tafel II. Für die Belastung in Stützenmitte mit dem entsprechend erhöhten Wert ergab sich dabei eine Betonbeanspruchung für das genannte Beispiel von 27,2 kg/cm², während nach DIN 1075 Tafel 3d 50 kg/cm² zulässig sind.

Baustoffe und Betonierungsvorgang.

Als Zuschläge wurden Rheinsand und Rheinkies verwendet, und zwar getrennt nach Körnungen 0—3 mm, 3—7 mm und 7 bis 30 mm. Außerdem wurde doppelt gebrochener Basaltspalt 10 bis 25 mm aus Rhünda, Bezirk Kassel, und eine geringe Menge gelblicher Grubensand 0—1 mm zugesetzt, welcher zur Erhaltung der Ebenmäßigkeit und zum Stehen der Mischung bis zur Verwendungsstelle nach den hiesigen Erfahrungen wesentlich beiträgt. Die Baustoffprüfungen erfolgten bis auf die Prüfung der bewehrten Probekörper in der Baustoffprüfstelle der RBD. Kassel. Gemäß der Festigkeitsberechnung war für die Fundamente 210 kg/cm², für die Stützen 225 und für die Fahrbahn einschließlich der aufgehenden Widerlager 300 kg/cm² Druckfestigkeit zu fordern. Entsprechend war für die Grundmauern und Stützen 300 kg, für Fahrbahn und Widerlager 320 kg Zement im fertigen Beton für den Kubikmeter erforderlich und dieser Gehalt wurde durch Gegenüberstellung des theoretisch ermittelten Gewichtes mit dem vorhandenen Gewicht des Frischbetons auch festgestellt. Dasselbe betrug rd. 2400 kg/m³ und mußte gemäß der theoretischen Berechnung 1890 kg Zuschläge und 510 kg Zement und Wasser enthalten. Um die gewünschte Sollsieblinie zu erhalten, mußten laut Siebproben die Zuschläge in folgenden Anteilen zugesetzt werden:

Grubensand 0—1 mm	5%	
Rheinsand 0—3 mm	28%	
Rheinkies 3—7 mm	17%	zusammen 50%
Rheinkies 7—30 mm	35%	
Splitt 10—25 mm	15%	zusammen 50%

Die entsprechenden Berechnungen wurden wöchentlich zweimal durchgeführt. Bei dem Fahrbahnbeton kam zu den 1890 kg Zuschlagstoffen 320 kg Zement und 199 kg Wasser.

Die Druckfestigkeiten wurden mit Überschüssen erreicht. Die angeschlagenen Bruchflächen zeigten eine gleichmäßige und gute Kornzusammensetzung.

Der Arbeitsgang der Betonierung ist immer Gegenstand eingehender Überlegungen. Die Einflüsse von Betriebsstörungen, mit denen immer zu rechnen ist, des Abbindevorganges und der Rüstungssenkung greifen durcheinander und verhindern, wenn nicht richtig gegeneinander berücksichtigt, das Gelingen des Werkes. Im vorliegenden Fall war wegen der nicht zu großen Spannweite, der sehr steifen Stützung und Güte des Baugrundes der Einfluß einer Rüstungsdeformation nicht so sehr zu befürchten und in der Frage der Teilabbindung handelte es sich nicht um so große Massen, daß einer Gefahr in der Richtung hätte begegnet werden müssen. Es erschien der nachfolgend beschriebene Arbeitsvorgang angeeignet.

Wo die Scherspannungen am größten sind, sind auch die Eisenverbindungen am stärksten. Die großen Vorteile der getrennten Betonierung, die auch eine getrennte Ausführung der Bewehrung von Balken und Decke ermöglicht, sind bekannt. Die geeignete Betonierungsgrenze für die Balken und Rippen ist die Voutenunterkante.

Es wurden von einem Widerlager an die vier Hauptträger samt den Zwischenrippen fast gleichzeitig bis zum Beginn des nächstliegenden Hauptquerträgers über den Stützen betoniert. Dort waren die Hauptbalken zunächst abgeschalt, um bequeme Arbeitsabschnitte zu besitzen, den unregelmäßigen Weiterlauf der Betonmasse zu verhindern und damit die Auffüllung des Trägerrostes in einem Felde immer schnell zu erreichen. Unter Auslassung des Hauptquerträgers wurde dann erst der Trägerrost im zweiten Felde betoniert und erst anschließend der Querträger selbst. Auf diese Weise war eine geregelte Einbringung der Trägerroste sichergestellt. Befürchtungen, daß bei ununterbrochener Durchbetonierung der Hauptträger schädliche Risse im bereits eingebrachten frischen Beton infolge Absetzens der stärker belasteten Lehrgerüstteile eintreten würden, haben bei dieser Maßnahme nicht mitgesprochen.

Nach der Betonierung der Trägerroste wurden die Deckeneisen verlegt und die Vorbereitungen zum Betonieren der Fahrbahnplatte auf die ganze Breite getroffen. Hierbei wurden auch die

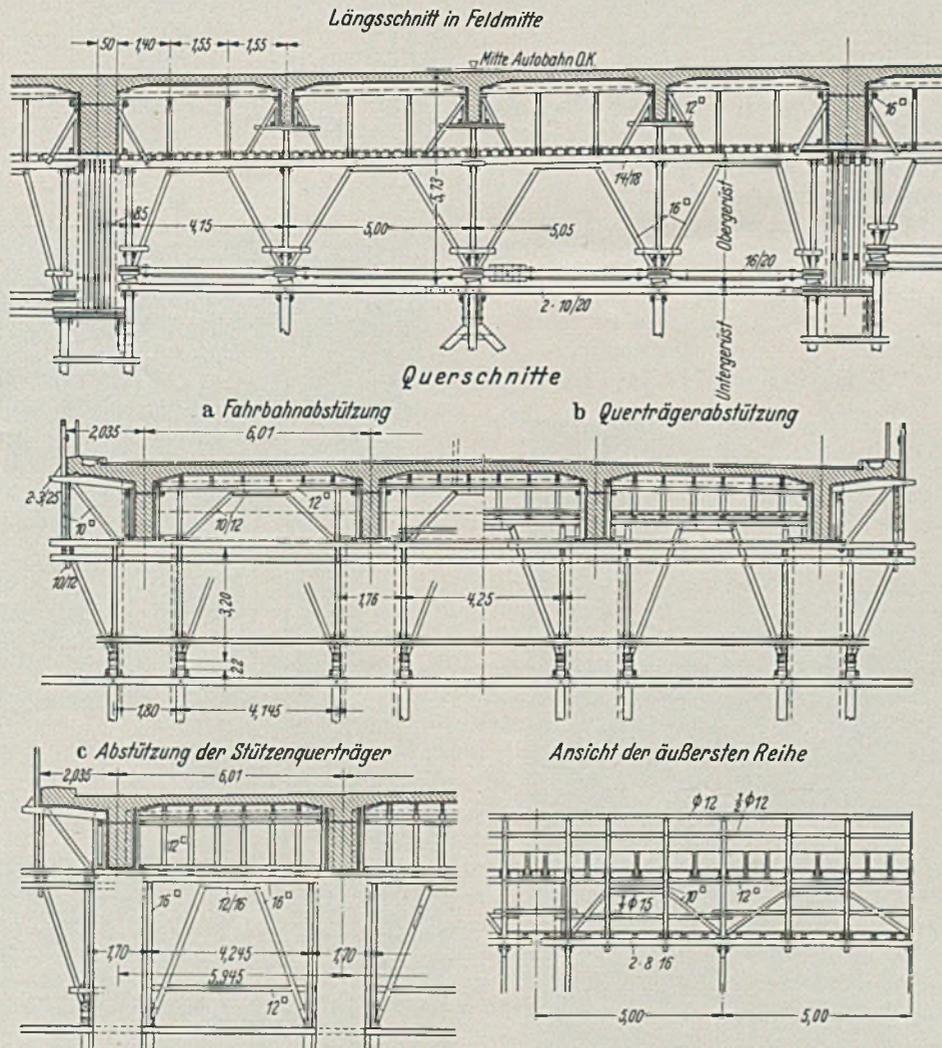


Abb. 35. Lehrgerüst-Oberteil.

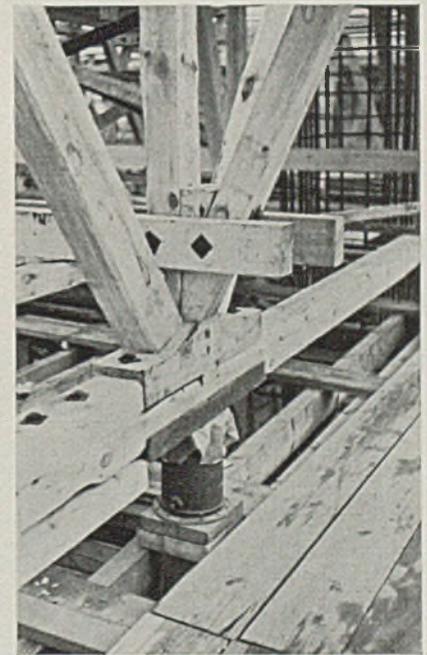


Abb. 35a.

Balken und Decke wurden getrennt voneinander betoniert, wie das jetzt überall, auch bei wesentlich größeren Spannweiten, gehandhabt wird. Durch die aufgebogenen Eisen und Bügel wird neben der Wirkung einer recht rauhen und vor allem schmutzfreien Verbindungsfläche eine so weitgehende Verbindung zwischen Trägerrost und Decke geschaffen, daß der statische Zusammenhang durch getrennte Betonierung nicht beeinträchtigt werden kann.

Kragplatten bis zur Wassernase eingeschlossen. Während des Betonierens wurden Balken und Rippen von unten mit Hämmern beklopft, die Deckenschalungen durch Aufschlagen von oben erschüttert.

Es wurde auch die Frage bedacht, ob es nicht geboten sei, die Hauptquerträger erst zusammen mit der Decke zu betonieren, um Zugspannungen in dem fertigen und abgebundenen durchgehenden Trägerrost bei Hinzukommen des Deckenbetons zu vermeiden. Gegen eine solche Befürchtung sprach die Überlegung, daß die

Rüstung schon bei Einbringung des Balkenbetons den Hauptteil ihrer Zusammenpressung erfährt, während das Einbringen des Betons der Querträger zusammen mit der Decke wegen der dichten Lage der Deckenbewehrung über denselben sehr erschwert worden wäre. Der Arbeitsgang hat sich bestens bewährt. Außer einer durchgängigen Überhöhung der ganzen Rüstung um 1 cm hatten die Balken eine zusätzliche parabelförmige Überhöhung um 2,5 cm erhalten. Bei der Betonierung des Trägerrostes senkten sich die Trägermitten um 7—9 mm, bei der Deckenaufbringung noch um weitere 5—8 mm, so daß unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Auflagersenkungen die Balken durchweg einen Stich von 10 bis 15 mm behalten haben.

50 cm abgezogen. Bei den Balken genügte über den Eisen das Ausbreitmaß 50 cm.

Da bei dem Betonierungsbeginn stark mit Frost zu rechnen war, während die zeitgemäß festgesetzte Fertigstellung der betreffenden Baustrecke eine ununterbrochene Ausführung für die Brücke bedingte, wurden besondere Frostschutzmaßnahmen getroffen, die ununterbrochenes Betonieren und vor allem auch die vorgeschriebene Mindesttemperatur für die Erhärtungszeit sicherstellen sollten. Auf diese Weise war die Möglichkeit gegeben, die Decke spätestens nach 28 Tagen wieder auszürüsten und die Rüstung auf die zweite Brückenhälfte umzubauen in einem Zeitabschnitt des Bauvorgangs, wo sonst für die Belegschaft die Be-

Längsschnitt in Brückenachse

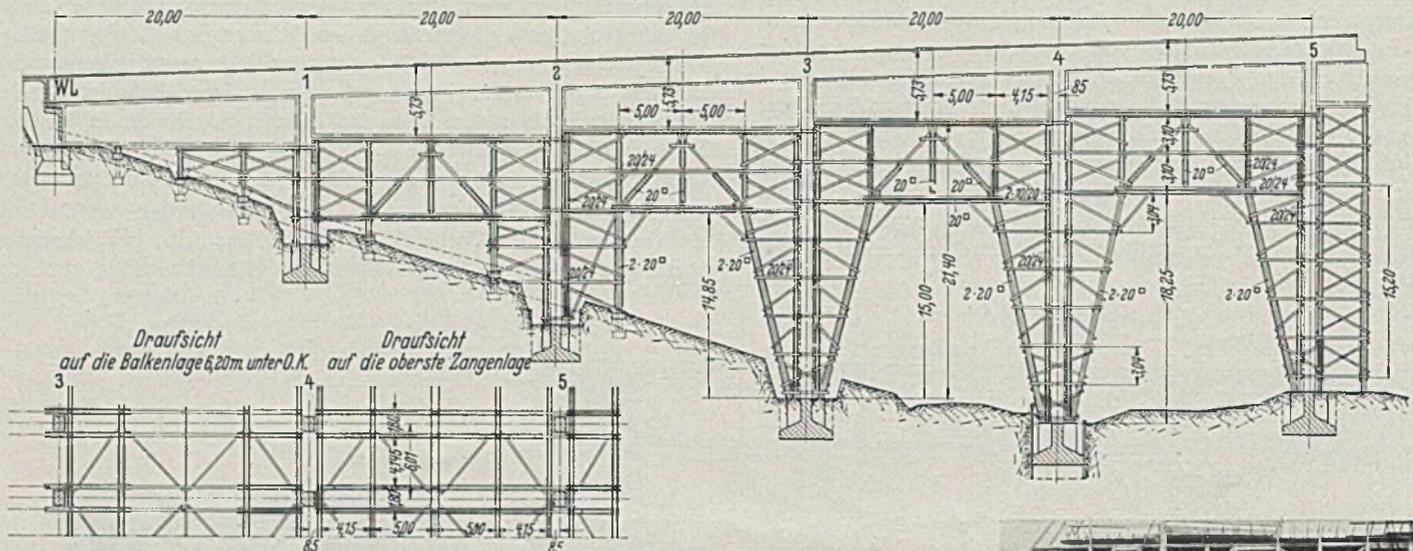


Abb. 36. Lehrgerüst-Unterteil.

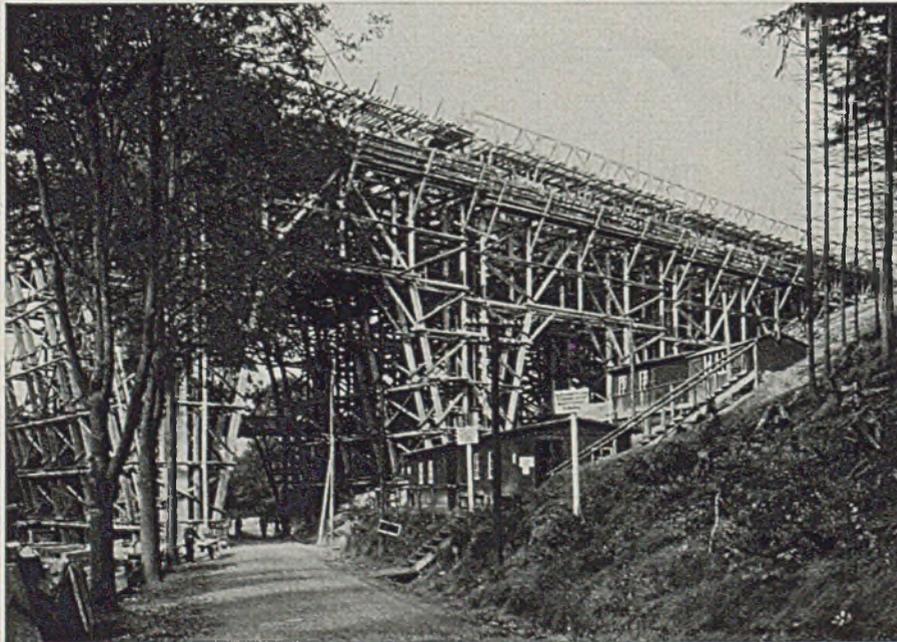


Abb. 37. Fertiges Lehrgerüst.

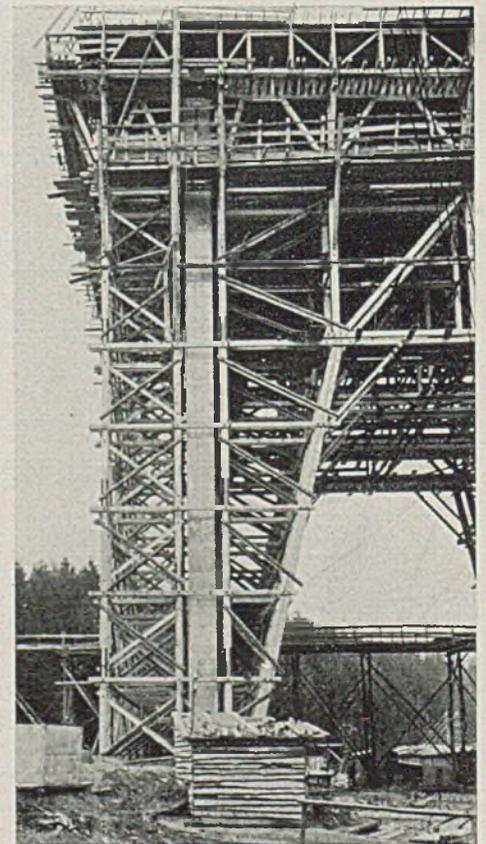


Abb. 38. Fertiges Lehrgerüst am Kragträgerende mit ausgeschalteter Stütze.

Um eine völlige Gewähr für dichte Umhüllung der Eisenbewehrungen zu haben, wurde für Balken sowohl wie für die Decke im Bereiche der Bewehrungen zunächst das Ausbreitmaß 60 cm für den Beton verwendet. Die Decke wurde anschließend mit dem Ausbreitmaß 55 cm weiter gearbeitet und mit dem Ausbreitmaß

schäftigung aufgehört hätte. Denn auch die Stützen der zweiten Brückenhälfte können erst nach Aufstellung der gesamten Rüstung eingeschalt und betoniert werden. Die entsprechenden Kosten, die man den Bauwerkskosten nicht gut zurechnen kann, haben sich dadurch vollkommen gerechtfertigt.

Die Maßnahmen bestanden in einer Beheizung der Zuschläge, der Erwärmung des Anmachwassers sowie einer Umhüllung und Beheizung der fertig betonierten Fahrbahn. Für die Beheizung der Mischstelle wurde ein Dampfkessel, für die Beheizung des Bauwerks wurden zwei Dampfkessel verwendet, sobald die Fertigstellung eine entsprechende Ausdehnung angenommen hatte. Das Anmachwasser erhielt 18—20° Wärme. Die Beheizung der Kieshaufen erfolgte durch Dampfzuleitung mittels zugespitzter und durchlöcherter Steckrohre. Die Einrichtung hat sich gut bewährt. Selbst schon gefrorene Kieshaufen konnten bald wieder körnig gemacht werden. Der zur Verarbeitung gelangende Frischbeton hatte 10—12° Wärme, obwohl in den ersten Tagen der Betonierung ab 8. Dezember 1936 4—6° Kälte herrschten.

Die Fahrbahn wurde für die Zwecke der Beheizung unterhalb der Längsträger verschalt und seitlich und oben durch Zeltplane umschlossen, die jeweils kurze Zeit nach der Betonierung aufgelegt wurden. Durch drei längs der Brücke verlaufende Heizrohre wurde unterhalb der Brücke eine Temperatur von 6—8° während der ganzen Ausführungszeit gehalten. Die Temperatur des Frischbetons unter den Planen betrug noch lange Zeit 10—12°. Die Prüfung des Erhärtungsstadiums des auf diese Weise hergestellten Betons erfolgte durch besondere Probewürfel, die in der Umhüllung unter der Brücke hergestellt wurden und dort bis zum Tage der Prüfung verblieben. Das Ergebnis war einwandfrei. Jedoch ist hinzuzufügen, daß sich solche Maßnahmen höchstens bis zu 8° bei anhaltendem Frost empfehlen.

Lehrgerüst.

Das Lehrgerüst besteht aus einem unteren festen und einem oberen absenkbaren Teil. Wie aus Abb. 35 zu erkennen ist, laufen quer zur Brücke zwischen den Hauptträgern kleine Sprengwerke zur Abstützung der Fahrbahnplatte. In der Längsrichtung verlaufen unter jedem Balken zwei Reihen Sprengwerke mit darüber gelegten Kranzhölzern zur Aufnahme der Lagerhölzer für die Verschalung der Hauptträger und der genannten kleinen querlaufenden

Sprengwerke. Auf diesen Lagerhölzern sind auch die kleinen Zwischenquerträger abgestützt. Die Längssprengwerke ruhen vermittels Sand- oder Schraubtöpfen (Abb. 35a) unmittelbar auf den Pfosten des Untergerüsts auf, so daß eine biegungsfreie Übertragung der Lasten auf die Fundamente erzielt ist (Abb. 36).

Die großen Querträger bei den Stützen erhielten ihre besonderen Sprengwerke, und zwar vierfach (Abb. 35), welche sich vermittels kleiner Querbalken unmittelbar auf den beiderseits der Säulen stehenden Hauptpfosten abstützen.

Die Hauptpfosten des Gerüsts ruhen vermittels kurzer kräftiger [-Eisenstücke auf den an den Grundmauern besonders hierfür vorgesehenen Vorsprüngen oder kleinen Betonsokkeln neben den Fundamenten auf. Damit ist eine äußerst widerstandsfähige und steife Stützung erzielt worden (Abb. 37 u. 38).

Baukosten und Schluß.

Die Bauwerkskosten betragen nach der bereits ziemlich genau feststehenden Übersicht einschließlich der Baustoffe, des Geländers und der Dichtung, jedoch ohne die Fahrbahndecke rd. 630000 RM, das sind für 1 m² Grundfläche rd. 142 RM. Bei Durchführung des Dammes durch das Tal wären zu den Baukosten, die nach den Erfahrungen im Bezirk der OBK. Kassel und bei der großen im Tale bedingten Sohlenbreite von etwa 115 m denen des Bauwerks annähernd gleich zu setzen waren, noch die Kosten für die Weg- und Bachunterführung mit mindestens 450000 RM hinzugekommen.

Die Firma W a y s s u n d F r e y t a g hat den an sie gestellten Erwartungen bezüglich Güte der Ausführung wie Sorgfalt in der Bearbeitung aller Baupläne auf Grund einer meisterhaften statischen Berechnung voll entsprochen. Das Bauwerk ist auch im Beton, wie auch die von der Firma selbst angefertigten Aufnahmen erkennen lassen, ganz vorzüglich herausgekommen, so daß selbst die in gewöhnlicher Holzverschalung hergestellte Brückenfahrbahn in keiner Weise gegen die mit Stahlschalung hergestellten Säulen abfällt und ein einheitlich schöner Bau entstanden ist.

STÄHLERNE AUTOBAHNBRÜCKEN BEI KASSEL.

Von Dipl.-Ing. W. Bachmann, OBK. Kassel.

(Fortsetzung und Schluß von Seite 388).

III. Brücke über die Tiefenbachschlucht.

Im folgenden sei noch eine zur Zeit im Bau befindliche Brücke gestreift, die in ihrem gesamten Aufbau dem vorstehend geschilderten Bauwerk ähnlich ist.

Südöstlich von Kassel kreuzt die Reichsautobahn mit einer Steigung von 1:60 im Bogen von $H = 800$ m die Tiefenbachschlucht in ca. 20 m über der Grabensohle, die ein Gefälle quer zur Autobahnachse von 1:9 aufweist. Bei Dammschüttung wäre für die Ableitung der bei längeren Regenfällen erheblichen Wassermassen ein begehbarer Durchlaß von mindestens 80 m Länge notwendig gewesen. Die angestellten Vergleichsberechnungen ergaben, daß eine Brücke hier wirtschaftlicher ist. Die Gesamtlänge des Bauwerks war durch die Schluchtbreite mit $L = 80$ m gegeben. Die stählernen Zwischenstützen ergaben unter Anpassung an die Örtlichkeit Stützweiten von $l_1 = l_3 = 24$ m und $l_2 = 32$ m.

Der bei der Brücke über die Leipziger Straße gewählte Querschnitt wurde im Prinzip beibehalten. Im Gegensatz zu der dortigen Grundrißanordnung fallen hier die Lagerlinien und Querträgerachsen beider Überbauten mit den Radialstrahlen zusammen, so daß beide Überbauten verschieden sind. Die Untergurte liegen wieder auf gleicher Höhe, die Querträger und Geländerpfosten stehen lotrecht. Die Fahrbahndecke ist wie bei der Brücke über die Leipziger Straße ausgebildet. Der Fahrbahnrost besteht aus zwei mittleren Längsträgern, zwei Randträgern sowie den Querträgern.

Die mittleren Längsträger passen sich der Fahrbahnlangs- und Querneigung an. Sie bestehen auf I 38 und sind durch über den Buckelblechen liegende Kopflaschen kontinuierlich gestaltet. Beim Anschluß an die Querträger sind Konsolen untergesetzt.

Die Randlängsträger gehen über den Konsolen durch und sind entsprechend den Schrammbordbreiten von 0,50 m bzw. 1 m Breite verschieden ausgebildet. Die Berechnung wurde nur für die lotrechten Lasten durchgeführt, da angenommen werden kann, daß Buckelbleche und Beton durch das eingeschweißte Streckmetall aneinander haftend als Verbundquerschnitt wirken und somit keine Horizontalkräfte auftreten. Durch die Anpassung an die verschiedenen Neigungsverhältnisse der Fahrbahn, Schrammborde und Geländer gestaltete sich der Querschnitt so kompliziert, daß er zur Vereinfachung der Werkstatt- und Montagearbeiten geschweißt wird.

Die Querträger sind soweit über den Hauptträgerobergurt hinausgeführt, daß unter den Buckelblechen noch genügend Spielraum für Nietauswechseln verbleibt. Sie werden zur Aussteifung der Untergurte rahmenartig als Blechträger ausgeführt. Ihre Gurtwinkel sind mit Rücksicht darauf, daß das Stegblech lotrecht steht während die Gurtung der Brückenlängsneigung folgt, ein- bzw. auszuwinkeln. Als Fortsetzung der Querträger kragen die Konsolen 1,80 m vor. Der Stoß ist aus Montagegründen über den Hauptträgern angeordnet. Die an den Konsolen angeschlossenen Geländerpfosten, die Untergurtwinkel und die I-förmig ausgebildeten Aussteifungen haben gleiche Breite und verleihen das von der Niestebrücke her bekannte ruhige Aussehen.

Die in Anbetracht der guten Baugrundverhältnisse als Balken über vier Stützen durchlaufend ausgebildeten Hauptträger sind gemäß dem Bogen der Autobahnachse gekrümmt, wobei die vier Halbmesser verschieden sind. Wie bei der Brücke über die Leipziger Straße sind je zwei Hauptträger in den Stegblechhöhen gleich. Die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente wurde beachtet und

ergab folgende Einflüsse:

- Moment im Endfeld - 1,5%
- „ „ Mittelfeld - 2,8%
- „ „ über der Stütze + 3,5%

Die Hauptträgerstöße sind zwischen Punkt 3 und 4, in Punkt 7 und 10 angeordnet. Der Stegblechstoß ist in der üblichen Weise durch auf ganze Höhe durchgehende Stoßflaschen gedeckt. Die Gurtwinkel stoßen stumpf gegen diese Laschen und sind durch

forderte daher eine voneinander abweichende Ausbildung. Zur Aufnahme der Horizontalkräfte während der Montage ist in der Ebene der Querträgeruntergurte ein K-förmiger Verband angeordnet, der seine Kräfte auf die bis zur Brückenfertigstellung zu Portalen verbundenen Pendelstützen abgibt.

Die Pendelstützen sind aus [-Eisen und Blechen zusammengesetzt und durch eingeschweißte IP-Stücke ausgesteift. Wegen der späteren Unzugänglichkeit erhalten die Stützen Betonfüllung.

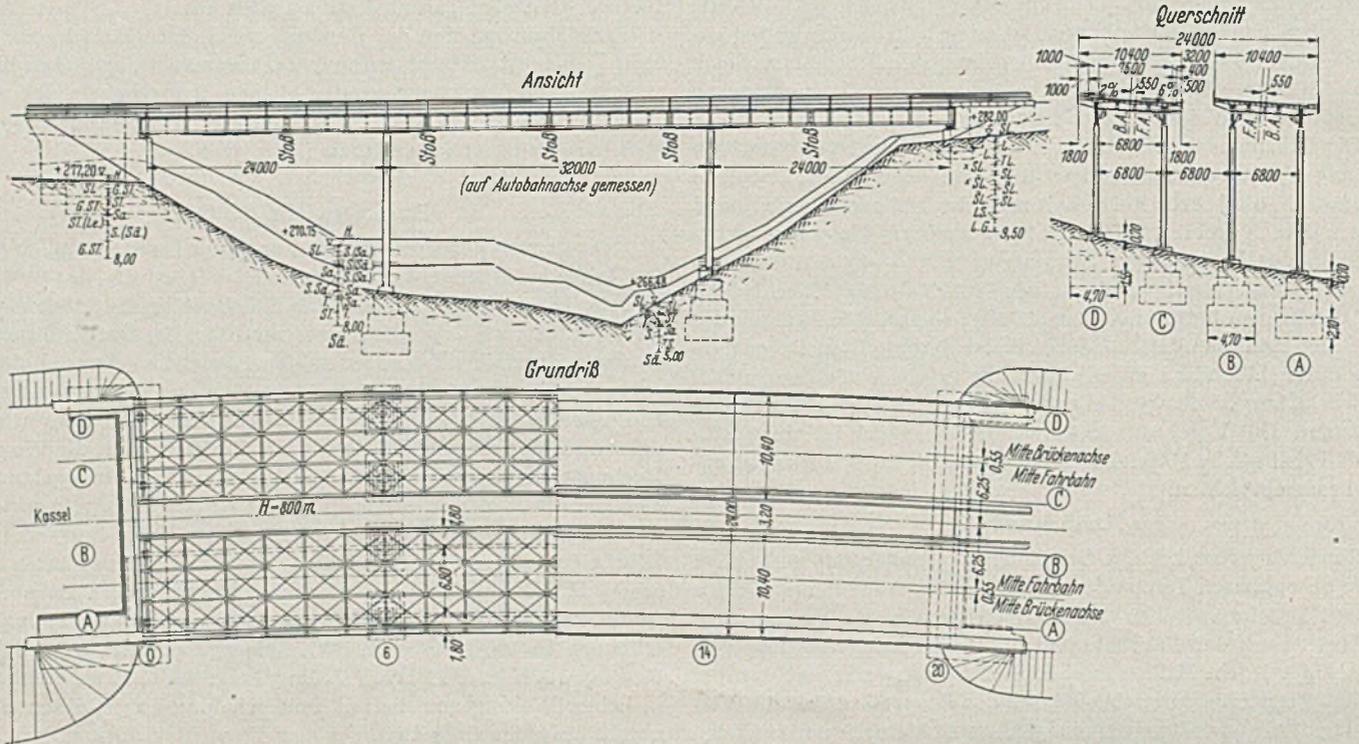


Abb. 35. Übersicht.

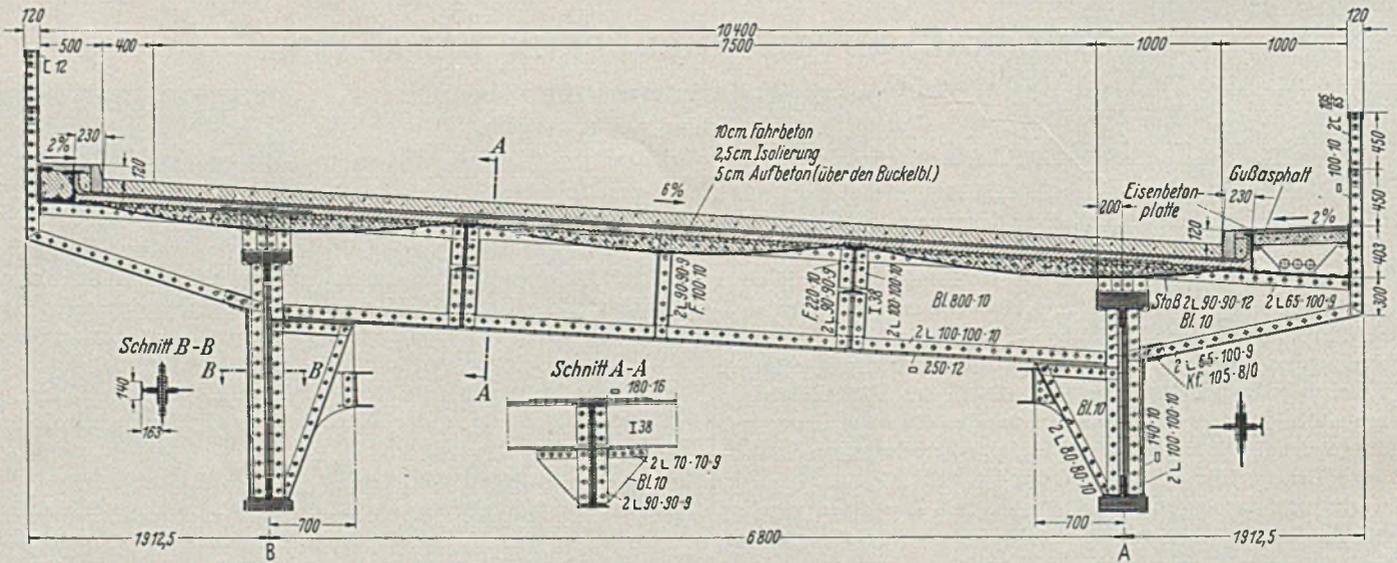


Abb. 36. Querschnitt.

besondere Winkel ersetzt. Das auf Laschenbreite für die horizontalen Winkelschenkel angeordnete Futterstück ist zur Stoßdeckung der ersten Gurtplatte mit herangezogen. Für die weitere Stoßausbildung gilt grundsätzlich das bereits bei der Beschreibung der Niestebrücke Erwähnte.

Die Stegbleche sind durch nur innen angeordnete Zwischensteifen gegen Ausbeulen gesichert.

Die Windkräfte werden von der Brückentafel aufgenommen und durch besondere Windkraftlager auf die Widerlager übertragen. Die Höhenlage dieser Lager ist am nördlichen Widerlager durch die Einfahrtsöffnungen für die Besichtigungswagen und am südlichen durch die Ausbildung der Übergangskonstruktion bedingt und er-

Die festen Lager sind als Linienkipplager, die der Pendelstützen als Kugzapfenkipplager und die beweglichen als Einrollenlager ausgebildet.

Der Fahrbahnübergang am festen Lager ist wie bei der Brücke über die Leipziger Straße durch Schleppbleche hergestellt. Der Übergang am beweglichen Lager wurde nach den bereits erwähnten Grundsätzen durchgebildet. In Anbetracht der geringeren Dehnung wurde er vereinfacht. Die aus Flachblechen ausgeschnittene Fingerkonstruktion gleitet hier auf einen IP 20, wodurch die Verankerung infolge der nur noch geringfügigen Exzentrizitäten stark entlastet wird.

Die Differenz zwischen Brückenlängsneigung und dem Deh-

bahn und ihres Traggerippes entsprechen die durchgehenden Riegel und Eisenbetonbankette der Portale. Die profilierte Ausbildung der Stiele und Riegel sowie die Einschnürung der Lager unterstreichen

Die starke Querneigung der Tiefenbachschlucht ließ die Ausbildung durchgehender Stützenbankette nicht zu. In Anpassung an die somit bedingten Einzelfundamente wurden einfache Stützen

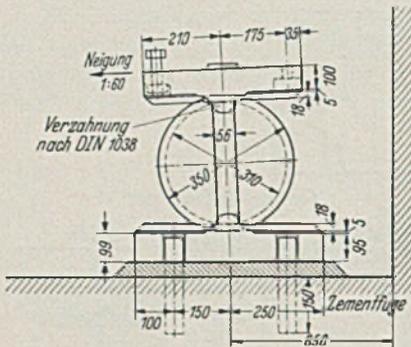


Abb. 40. Bewegliches Lager.

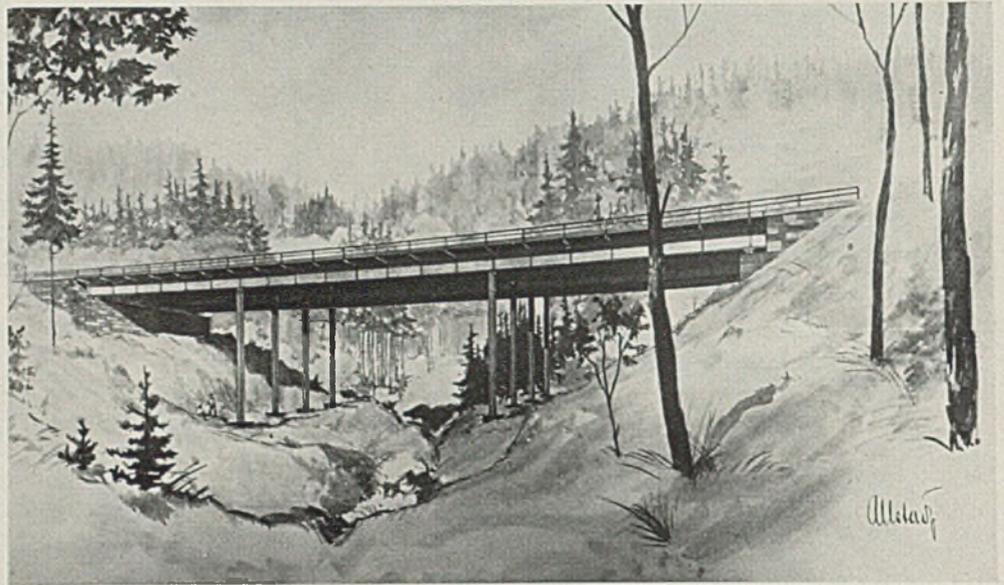


Abb. 41. Schaubild der Brücke über die Tiefenbachschlucht.

chen die feine Gliederung des Überbaues. Bei der Überbrückung der Leipziger Straße wird durch die in keiner Weise verbundenen zweistieligen Portale die Überführung der Fahrbahn auf zwei getrennten Überbauten sinnfällig betont. Die kräftige Bemessung der Stiele, Riegel und Fußlager steht mit der wuchtigen Ausdrucksform der Hauptträger in Einklang.

angeordnet, die, ähnlich wie bei der Niestebrücke profiliert, sich in den Rahmen des Gesamtbildes einfügen.

Die Abb. 18, 27, 32 und 34 sind Aufnahmen von Photograph Eberth, Kassel.

ZYLINDERSCHALEN MIT VERÄNDERLICHEM KRÜMMUNGSHALBMESSER UND VERÄNDERLICHER SCHALENSTÄRKE.*

Von A. Aas Jakobsen, Norwegische Technische Hochschule, Trondheim.

Einleitung.

Seit der Erfindung der Schalenbauweise haben die als Träger freitragenden Zylinderschalen eine ständig zunehmende Verwendung auf dem Gebiete des weitgespannten Massivhallenbaues gefunden. Da die Kreiszyinderschalen einer mathematischen Behandlung am leichtesten zugänglich sind, hat man sich zuerst größtenteils auf diese Schalenformen beschränkt. Gleichzeitig wurde auch die Theorie dieser als Träger wirkenden Kreiszyinderschalen weitgehend geklärt^{1 2 3 4 5}.

Mit den zunehmenden Gewölbe- und Trägerspannweiten der Kreiszyindertonne wachsen auch die in den Schalen auftretenden Biegemomente, die sich als eine Folge der Randstörungen zwischen der Schale und den Randbalken ergeben. Sie sind im wesentlichen eine Folge der elastischen Deformation von Schale und Randträger im statisch bestimmten Zustand, bei dem wir voraussetzen, daß die Schale von dem Randträger durch einen Schnitt getrennt ist und die statisch bestimmten Kräfte der Schale als äußere Kräfte auf den Randbalken einwirken. Vor allem werden aber von größtem Einfluß die Biegemomente des Randträgers und die Gewölbekraft der Schale sein. Je größer diese Gewölbe-

kraft und je geringer der Widerstand des Randträgers gegenüber diesem Gewölbeschub ist, um so größer müssen die Klaffungen zwischen Randträger und Schale werden. Aus diesem Grunde sind die stark überhöhten Zylinderschalen mit elliptischen oder ähnlichen Querschnittslinien den Kreiszyinderschalen weit überlegen. Hierauf wurde in einem Aufsatz¹ von Professor Dischinger hingewiesen, der mir auch die Anregung zu der vorliegenden Arbeit gab.

Ich möchte diese Gelegenheit benutzen, meinen besten Dank für die große Förderung auszusprechen, die mir bei dem Lehrstuhl für Eisenbetonbau während meiner Studien in Berlin zuteil geworden ist.

Eine Verminderung der Biegemomente aus den Randstörungen durch Verwendung überkrümmter Querschnittskurven kommt nur bei Schalen mit großer Trägerspannweite in Frage. Für diesen Fall kann der Membranspannungszustand als eine genügend genaue Partikular-Lösung angesehen werden. Man kann auch die Partikularintegrale der inhomogenen Gleichungssysteme durch die Ritzsche Methode aufsuchen.

In der nachstehenden Arbeit wird die Aufgabestellung auf die Lösung der homogenen Zylindergleichungen für eine weitgespannte Tonne mit veränderlichem Krümmungshalbmesser beschränkt.

1. Aufstellung der Differentialgleichungen für die unbelastete Schale. 1. Gleichgewichtsbedingungen.

Die Mittelfläche der Zylinderschale habe einen Krümmungshalbmesser R , der als eine Funktion des Querschnittstangentenwinkel φ angesetzt wird (Abb. 1). Wir betrachten zunächst das Gleichgewicht am Schalenelement und wählen als solches ein Stück der Schale, das durch zwei Erzeugende im Abstand $Rd\varphi$ und zwei Normalschnitte in Abstand dx begrenzt wird.

⁶ Dischinger, Fr.: Der Spannungszustand in affinen Schalen und Raumfachwerken. Bauing. 17 (1936), S. 128.

* Dissertation von der Technischen Hochschule, Berlin. Berichter: Professor Dr.-Ing. F. Dischinger und Geh. Reg.-Rat Professor Dr.-Ing. A. Hertwig.

¹ Dischinger, Fr.: Hdbch. für E. B., 3. Aufl., Bd. 12, 1928.

² Finsterwalder, U.: Die Theorie der zylindrischen Schalen-gewölbe, System Zeiß-Dywidag. Intern. Vereinig. f. Brücken- u. Hochbau, Abh. 1, und Diss. München 1930, desgl. Ing.-Arch. Bd. IV, 1933.

³ Miesel, K.: Über die Festigkeit von Kreiszyinderschalen bei nicht achsensymmetrischer Belastung. Ing.-Arch. Bd. I, 1930.

⁴ Flüge, W.: Statik und Dynamik der Schalen. Berlin: Julius Springer 1934.

⁵ Dischinger, Fr.: Die strenge Theorie der Kreiszyinderschale in ihrer Anwendung auf die Zeiß-Dywidag-Schalen. Beton u. Eisen 34 (1935) S. 257, 283.

Die Schnittkräfte bezeichnen wir mit (Abb. 2a und b):

N_φ $N_{\varphi x}$ Q_φ M_φ $M_{\varphi x}$ in einem Schnitt $\varphi = \text{const}$

N_x $N_{x\varphi}$ Q_x M_x $M_{x\varphi}$ in einem Schnitt $x = \text{const}$.

Die Momente sind in Abb. 2b durch Vektoren dargestellt, die den Momenten nach der Korkzieherregel zugeordnet sind. Äußere Lasten sind nicht vorhanden.

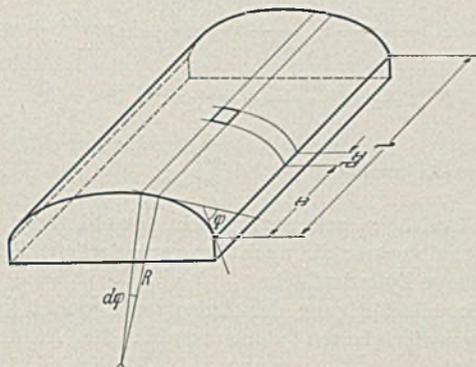


Abb. 1.

Das Gleichgewicht des Elementes gegen Verschiebung in der x-Richtung erfordert:

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} \cdot dx R d\varphi + \frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial \varphi} d\varphi dx = 0.$$

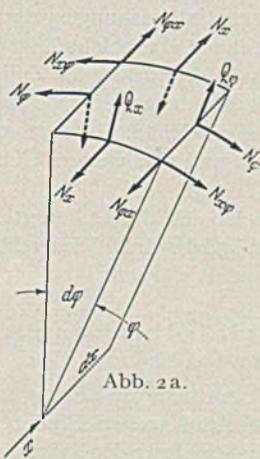


Abb. 2a.

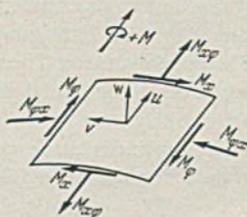


Abb. 2b.

Gleichgewicht gegen Verschiebung in der φ -Richtung:

$$\frac{\partial N_\varphi}{\partial \varphi} d\varphi dx + \frac{\partial N_{\varphi x}}{\partial \varphi} dx R d\varphi - Q_\varphi dx d\varphi = 0.$$

In der z-Richtung oder senkrecht zur Schale:

$$\frac{\partial Q_\varphi}{\partial \varphi} d\varphi dx + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx R d\varphi + N_\varphi dx d\varphi = 0.$$

Gleichgewicht gegen Verdrehung um die Querschnittstangente:

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} dx R d\varphi + \frac{\partial M_{x\varphi}}{\partial \varphi} d\varphi dx - Q_x dx d\varphi R = 0.$$

Um die Erzeugende:

$$\frac{\partial M_\varphi}{\partial \varphi} d\varphi dx + \frac{\partial M_{\varphi x}}{\partial x} dx R d\varphi - Q_\varphi dx d\varphi R = 0.$$

Um die Schalennormale:

$$N_{x\varphi} dx R d\varphi - N_{\varphi x} R d\varphi dx + M_{\varphi x} dx d\varphi = 0.$$

Die letzte Gleichung drückt nur eine Identität aus und wird hier nicht weiter gebraucht.

Um die Schreibweise zu vereinfachen wird eingeführt:

$$(1a) \quad \frac{\partial f}{R \partial \varphi} = f^\circ; \quad \frac{\partial f}{\partial \varphi} = f; \quad \frac{\partial f}{\partial x} = f'.$$

Wenn φ die unabhängig Veränderliche ist, sind f° und die weiteren Ableitungen als Operatoren aufzufassen und zwar ist:

$$(1b) \quad \left\{ \begin{array}{l} f^{\circ\circ} = \frac{1}{R} \left(\frac{1}{R} f' \right)' = (f'' - f \ln R) \\ f^{\circ\circ\circ} = \frac{1}{R^2} (f''' - f'' \ln R - f' \ln^2 R) \quad \text{usw.} \end{array} \right.$$

Die Gleichgewichtsbedingungen werden jetzt folgende:

$$(2a) \quad N'_x + N_{\varphi x}^\circ = 0$$

$$(2b) \quad N_\varphi^\circ + N'_{x\varphi} - \frac{1}{R} Q_\varphi = 0$$

$$(2c) \quad \frac{1}{R} N_\varphi + Q_\varphi^\circ + Q'_x = 0$$

$$(2d) \quad M_\varphi^\circ + M'_{x\varphi} - Q_\varphi = 0$$

$$(2e) \quad M'_x + M_{\varphi x}^\circ - Q_x = 0.$$

Die Querkräfte werden mittels (2d) und (2e) eliminiert und wir erhalten:

$$(3a) \quad N'_x + N_{\varphi x}^\circ = 0$$

$$(3b) \quad N_\varphi^\circ + N'_{x\varphi} - \frac{1}{R} M_\varphi^\circ - \frac{1}{R} M'_{x\varphi} = 0$$

$$(3c) \quad \frac{1}{R} N_\varphi + M_{\varphi}^{\circ\circ} + M_x'' + M_{\varphi x}^{\circ\prime} + M_{x\varphi}^{\circ} = 0.$$

Wir haben hier drei partielle Differentialgleichungen zur Bestimmung von den acht Schnittkräften und Momenten. Es ist darum vorteilhaft, diese durch die Verschiebungskomponenten u , v und w der Schalenmittelfläche auszudrücken, und diese Ausdrücke in den Gl. (3a, 3b und 3c) einzusetzen. Dadurch erhalten wir drei partielle Differentialgleichungen zur Bestimmung von den drei unbekanntem Verschiebungen u , v , w .

2. Schnittkräfte und Momente.

Es sei die Schalenstärke $\delta \ll R$. Die Koordinaten des Punktes A_0 der Schalenmittelfläche sind φ und x (Abb. 3). Den Abstand

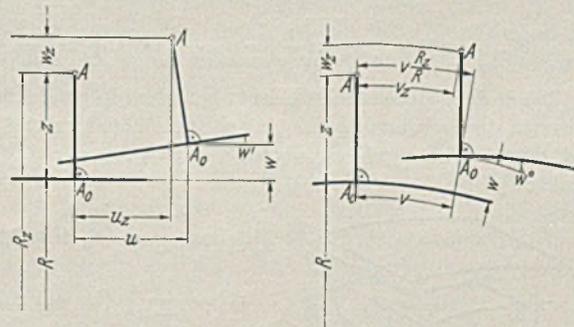


Abb. 3.

senkrecht zur Mittelfläche bezeichnen wir mit z , so daß alle Punkte mit $z = \text{const}$ eine zur Mittelfläche parallele Zylinderfläche bilden. Die Komponenten der elastischen Verschiebungen eines Punktes A der Fläche $z = \text{const}$ seien u_z , v_z , w_z in den Richtungen x , φ , z . Für $z = 0$ erhalten wir die Komponenten der Mittelflächenverschiebungen, die wir einfach mit u , v , w bezeichnen wollen. Nach Kirchhoff⁷ setzen wir voraus, daß

1. eine gerade Faser in der Schale, die vor der Deformation normal zur Mittelfläche steht, auch nach der Deformation gerade und normal zur Mittelfläche bleibt,
2. die Verschiebungen klein seien gegenüber der Schalenstärke,
3. die Spannungen normal zur Mittelfläche sehr klein seien und vernachlässigt werden können.

Von diesen drei Bedingungen sind bei Schalen nur die erste und dritte befriedigend erfüllt. Die zweite dagegen nicht; aber wir müssen sie als Grundlage voraussetzen damit die Rechnung überhaupt in Angriff genommen werden kann.

Die Dehnungen seien ϵ_φ , ϵ_x und die Winkeländerung $\gamma_{\varphi x}$. Die übrigen Verzerrungen sind nach den Voraussetzungen 1 ÷ 3 gleich Null. Der Zusammenhang zwischen Dehnungen und Verschiebungen in einer zur Mittelfläche parallelen Fläche in Abstand z sind (Abb. 3):

Ringdehnung:

$$\epsilon_\varphi = \frac{\partial v_z}{\partial \varphi} d\varphi + w_z d\varphi = \frac{R}{R_z} v_z^\circ + \frac{1}{R_z} w_z.$$

⁷ Kirchhoff, G.: Über das Gleichgewicht und die Bewegungen einer elastischen Scheibe. Gr. J. Bd. 40 S. 51.

Längsdehnung:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u_z}{\partial x} = u'_z.$$

Winkeländerung (Gleitung):

$$\gamma_{\varphi x} = \frac{\partial u_z}{\partial \varphi} \frac{d\varphi}{dx} + \frac{\partial v_z}{\partial x} = \frac{R}{R_z} u'_z + v'_z.$$

Der Zusammenhang zwischen den Verschiebungskomponenten eines Punktes A und die des zugeordneten Punktes A₀ der Mittelfläche kann aus Abb. 3 abgelesen werden:

$$\begin{aligned} u_z &= u - z w' \\ v_z &= \frac{R}{R} v - z w'' \\ w_z &= w. \end{aligned}$$

Diese Ausdrücke für die Verschiebungskomponenten werden in die Gleichungen für die Verzerrungen eingeführt und indem wir beachten, daß:

$$\frac{1}{R_z} = \frac{1}{R \left(1 + \frac{z}{R}\right)} = \frac{1}{R} \left(1 - \frac{z}{R} + \frac{z^2}{R^2} - \frac{z^3}{R^3} \pm \dots\right)$$

erhalten wir:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= u' - z w'' \\ \epsilon_\varphi &= v'' + \frac{w}{R} - z \left(\frac{v R''}{R^2} + w'' + \frac{w}{R^2} \right) \\ &\quad + z^2 \left(\frac{v R'''}{R^3} + \frac{w'''}{R} + \frac{w}{R^3} \right) \\ \gamma_{\varphi x} &= u'' + v' - z \left(\frac{u''}{R} - \frac{v'}{R} + 2 w'' \right) + z^2 \left(\frac{u'''}{R^2} + \frac{w'''}{R} \right). \end{aligned}$$

Nach dem Hookeschen Gesetz bestehen folgende Beziehungen zwischen den Verzerrungen $\epsilon_x, \epsilon_\varphi, \gamma_{\varphi x}$ in einem Punkt A der Schale und den Spannungen σ_x, σ_φ und $\tau_{\varphi x} = \tau_{\varphi x} = \tau$ in demselben Punkte:

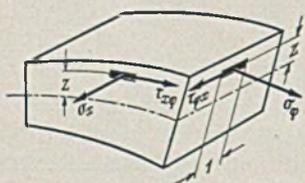


Abb. 4.

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_\varphi) \\ \sigma_\varphi &= \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_\varphi + \nu \epsilon_x) \\ \tau &= \frac{E}{2(1 + \nu)} \gamma_{\varphi x}. \end{aligned}$$

E ist der Elastizitätsmodul und ν die Querkontraktionszahl ($\nu = \frac{1}{8} \div \frac{1}{10}$ für Eisenbeton).

In den Schnitten $\varphi = \text{konstant}$ und $x = \text{konstant}$ bilden wir durch Integration über die Schalenstärke folgende Schnittkräfte und Momente pro Längeneinheit (Abb. 4):

$$\begin{aligned} N_\varphi &= \int_{-\delta/2}^{+\delta/2} \sigma_\varphi dz & N_{\varphi x} &= \int_{-\delta/2}^{+\delta/2} \tau dz \\ N_x &= \int \sigma_x \left(1 + \frac{z}{R}\right) dz & N_{x\varphi} &= \int \tau \left(1 + \frac{z}{R}\right) dz \\ M_\varphi &= - \int \sigma_\varphi z dz & M_{\varphi x} &= - \int \tau z dz \\ M_x &= - \int \sigma_x z \left(1 + \frac{z}{R}\right) dz & M_{x\varphi} &= - \int \tau z \left(1 + \frac{z}{R}\right) dz. \end{aligned}$$

Nach Einführung der Spannungen und Integration über die Schalenstärke erhalten wir, indem wir setzen:

$$\begin{aligned} \text{Dehnungssteifigkeit } D &= \frac{E \delta}{1 - \nu^2} \\ \text{Biegesteifigkeit } K &= \frac{E \delta^3}{(1 - \nu^2) 12} \end{aligned}$$

$$(4a) \quad N_\varphi = D \left(\nu u' + v'' + \frac{w}{R} \right) + \frac{K}{R} (v R'' + w'' + \frac{w}{R^2})$$

$$(4b) \quad N_x = D \left[u' + \nu \left(v'' + \frac{w}{R} \right) \right] - \frac{K}{R} w''$$

$$(4c) \quad N_{\varphi x} = \frac{1 - \nu}{2} \left[D (u'' + v') + \frac{K}{R^2} (u'' + w'' + R) \right]$$

$$(4d) \quad N_{x\varphi} = \frac{1 - \nu}{2} \left[D (u'' + v') + \frac{K}{R^2} (v'' - w'' + R) \right]$$

$$(4e) \quad M_\varphi = K \left(\nu \frac{R''}{R^2} + w'' + \frac{w}{R^2} + \nu w'' \right)$$

$$(4f) \quad M_x = K \left[-\frac{u'}{R} - \nu \left(\frac{v''}{R} - \nu \frac{\ln R}{R} \right) + \nu w'' + w'' \right]$$

$$(4g) \quad M_{\varphi x} = K (1 - \nu) \left(\frac{u''}{2R} - \frac{v'}{2R} + w'' \right)$$

$$(4h) \quad M_{x\varphi} = K (1 - \nu) \left(-\frac{v'}{R} + w'' \right).$$

Diese Ausdrücke gelten allgemein sowohl für veränderliche Krümmungshalbmesser als auch für veränderliche Schalenstärke für eine isotrope Zylinderfläche.

Eine Berücksichtigung der Anisotropie macht keine grundsätzlichen Schwierigkeiten⁵ doch werden die Ausdrücke etwas umfangreicher.

Setzen wir die Ausdrücke für die Schnittkräfte Gl. (4a und 6) in die Gleichgewichtsbedingungen Gl. (3a—c) ein, erhalten wir die drei partiellen simultanen Differentialgleichungen der Zylindertheorie. Eine genaue Lösung dieser Differentialgleichungssysteme ist wohl kaum möglich. Für die Praxis hat auch eine solche Lösung wenig Bedeutung, indem die Anwendung von überkrümmten Zylinderschalen nur für den Fall großen Binderabstandes in Frage kommt. Bei kurz gespannten Tonnen sind die Randstörungen am Randträger auch bei einer Kreistonne klein und eine weitere Überkrümmung ist unnötig.

Für die Kreiszyklindertonne vereinfacht sich die Differentialgleichung, so daß eine einfache Lösung möglich wird. Dieser Fall ist ausführlich von D i s c h i n g e r behandelt worden.

3. Aufstellung der Differentialgleichung mit M_φ als Unbekannte.

Bei überkrümmten Zylindertonnen kann man die Lösung mit Rücksicht auf die praktischen Bedürfnisse auf großen Binderabstand beschränken. Die Randstörungen in Richtung der Erzeugenden lösen in diesem Falle eine stark gedämpfte Biegewelle aus, die sich nur auf eine schmale Randzone an den Bindern erstreckt.

Die Berechnung der Randstörungen am Binder kann abgetrennt werden von der am Randträger. Für die Tragwirkung der Tonne sind das Moment M_x und die Querkraft Q_x sowie das Drillungsmoment $M_{\varphi x} \approx M_{x\varphi}$ bei großen Binderabständen bedeutungslos und können in der Rechnung vernachlässigt werden. Finsterwalder hat von dieser Vereinfachung erstmals Gebrauch gemacht bei Ermittlung der Randstörungen an der Kreiszyklinderschale².

Es ist somit

$$M_x = Q_x = M_{\varphi x} = M_{x\varphi} \approx 0$$

und dadurch

$$N_{\varphi x} = N_{x\varphi}.$$

Die Gleichgewichtsbedingungen Gl. (2a—d) gehen in folgende über:

$$(5a) \quad M_\varphi'' - Q_\varphi = 0$$

$$(5b) \quad \frac{1}{R} N_\varphi + Q_\varphi' = 0$$

$$(5c) \quad N_\varphi'' + N_{\varphi x}' - \frac{1}{R} Q_\varphi = 0$$

$$(5d) \quad N_x' + N_{\varphi x}'' = 0$$

oder nach Elimination der Querkraft Q_φ :

$$(6a) \quad N_\varphi + R M_\varphi'' = 0$$

$$(6b) \quad N_\varphi'' + N_{\varphi x}' - \frac{1}{R} M_\varphi = 0$$

$$(6c) \quad N_x + N_{\varphi x}'' = 0.$$

In den Ausdrücken für die Schnittkräfte Gl. (4a—d) kann man den bedeutungslosen Einfluß der Biegungsglieder und der Querkontraktion vernachlässigen ($\nu = 0$) und erhält:

$$(7a) \quad N_\varphi = D \left(v^\circ + \frac{w}{R} \right)$$

$$(7b) \quad N'_x = D u'$$

$$(7c) \quad N_{\varphi x} = \frac{D}{2} (u^\circ + v')$$

$$(7d) \quad M_\varphi = K \left(w^{\circ\circ} + \frac{w}{R^2} + v \frac{R^\circ}{R^2} \right).$$

Wie bei der Finsterwalderschen Lösung für die Kreiszylindertonne können wir hier M_φ als Unbekannte wählen, indem alle übrigen Größen sich durch die Ableitungen von M_φ ausdrücken lassen. Wir setzen zunächst konstante Schalenstärke voraus. Somit wird D und K konstant.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen Gl. (5a—c) erhalten wir die Schnittkräfte durch die Ableitungen von M ausgedrückt.

$$(8a) \quad Q_\varphi = M_\varphi^\circ$$

$$(8b) \quad N_\varphi = -R M_\varphi^{\circ\circ}$$

$$(8c) \quad N'_{x\varphi} = (R M_\varphi^{\circ\circ})^\circ + \frac{1}{R} M_\varphi^{\circ\circ}$$

$$(8d) \quad N''_x = - (R M_\varphi^{\circ\circ})^{\circ\circ} - \left(\frac{1}{R} M_\varphi^{\circ\circ} \right)^\circ.$$

Indem wir diese Ausdrücke für die Schnittkräfte in den Gl. (7a—c) einsetzen, erhalten wir die D-fachen Verschiebungen

$$(9a) \quad D u''' = - (R M_\varphi^{\circ\circ})^{\circ\circ} - \left(\frac{1}{R} M_\varphi^{\circ\circ} \right)^\circ$$

$$(9b) \quad D v'''' = (R M_\varphi^{\circ\circ})^{\circ\circ\circ} + \left(\frac{1}{R} M_\varphi^{\circ\circ} \right)^{\circ\circ} + 2 (R M_\varphi^{\circ\circ})^{\circ''} + \frac{2}{R} M_\varphi^{\circ\circ}$$

$$(9c) \quad D w'''' = -R (R M_\varphi^{\circ\circ})^{\circ\circ\circ} - R \left(\frac{1}{R} M_\varphi^{\circ\circ} \right)^{\circ\circ\circ} - 2R (R M_\varphi^{\circ\circ})^{\circ\circ''} + 2R \left(\frac{1}{R} M_\varphi^{\circ\circ} \right)^{\circ\circ''} - R^2 M_\varphi^{\circ\circ}.$$

Setzen wir diese Ausdrücke für w und v in Gl. (7d) ein, erhalten wir die Differentialgleichung für M_φ :

$$(10) \quad \left\{ \begin{aligned} M_\varphi'''' &= -\frac{K}{D} \left[(R (R M_\varphi^{\circ\circ})^{\circ\circ\circ}) + \left[R \left(\frac{1}{R} M_\varphi^{\circ\circ} \right)^{\circ\circ\circ} \right]^{\circ\circ} \right. \\ &\quad \left. + 2 (R (R M_\varphi^{\circ\circ})^{\circ\circ})^{\circ\circ''} + \frac{1}{R} (R M_\varphi^{\circ\circ})^{\circ\circ\circ} + \dots \right]. \end{aligned} \right.$$

In Gl. (10) sind sämtliche Ableitungen bis zur fünften Ordnung mitgenommen. Bei gewöhnlichen Fällen wird eine Berücksichtigung der drei obersten Ableitungen ein sehr genaues Ergebnis liefern, oft genügt es, nur die zwei obersten Ableitungen zu berücksichtigen. Bei Kreiszylindertonnen hat Schorrer⁸ gezeigt, daß man für weitgespannte Tonnen einfach schreiben kann:

$$\frac{\partial^3 M_\varphi}{\partial \varphi^3} + k \frac{\partial^4 M_\varphi}{\partial x^4} = 0.$$

Bei Kreiszylindertonnen ist der Koeffizient der siebenten Ableitung gleich Null, so daß die Schorrersche Vereinfachung eigentlich auch die zwei höchsten Ableitungen berücksichtigt.

Die partielle Differentialgleichung (10) wird durch Einführung der harmonischen Analyse in Richtung der Erzeugenden in eine Totale übergeführt.

$$(11a) \quad M_\varphi = M_n \sin \lambda \frac{x}{r} \quad \text{wo } \lambda = \frac{n \pi r}{l}$$

$n = 1, 3, 5 \dots$
 $r = \text{const}$
 $l = \text{Stützweite der Tonne.}$

Aus Gl. (9a—c) ergeben sich die Verschiebungen in folgender Form:

$$(11b) \quad u = U_n \cos \lambda \frac{x}{r} \quad U_n, V_n \text{ und } W_n \text{ sind Funktionen von } \varphi$$

⁸ Schorrer, H.: Line Load Action on Thin Cylindrical Shells Proceedings of Am. Soc. March 1935, Disc., Sept., Nov., Dec. 1935.

$$(11c) \quad v = V_n \sin \lambda \frac{x}{r}$$

$$(11d) \quad w = W_n \sin \lambda \frac{x}{r}.$$

Für die freiaufliegende Tonne werden durch diesen Ansatz die Randbedingungen an den Binderscheiben befriedigend erfüllt, da für

$$\left. \begin{aligned} x = 0 \\ x = l \end{aligned} \right\} v = 0, w = 0, u \neq 0 \text{ ist.}$$

Gehen wir mit dem Ansatz Gl. (11a) in (10) ein, und differenzieren wir die Klammer aus, erhalten wir

$$(12) \quad \left\{ \begin{aligned} &R^2 M_n^{(8)} + 8 R R^\circ M_n^{(7)} \\ &+ \left(16 R R^{\circ\circ} + 10 R^{\circ 2} + 2 - 2 \frac{\lambda^2}{r^2} R^2 \right) M_n^{(6)} + \dots \\ &+ \frac{\lambda^4}{r^4} \frac{D}{K} M_n = 0. \end{aligned} \right.$$

Die Zahlen in den Klammern bedeuten Ableitungen nach $Rd\varphi$.

Gl. (12) ist eine lineare Differentialgleichung achter Ordnung zur Bestimmung von M_n . Da die Koeffizienten veränderlich sind, gibt es eine allgemeine Lösung mittels bekannten Funktionen nicht.

Für eine Integration mittels Reihen eignet sich M_φ als Unbekannte nicht, weil sich die Verschiebungen und Schnittkräfte aus den Ableitungen von M_φ bis zur sechsten Ordnung zusammensetzen. Dadurch wird der Rechnungsgang kompliziert und die Konvergenz der Reihen für die Schnittkräfte und Verschiebungen verschlechtert.

Da sich die Schnittkräfte in einfacher Weise durch die Verschiebungen ausdrücken lassen (Gl. 7a—d) wollen wir versuchen, die Aufgabe zu lösen, indem wir die Verschiebungen als Unbekannte wählen.

4. Aufstellung der Differentialgleichung mit der Verschiebung w als Unbekannte.

Setzen wir die Ausdrücke für die Schnittkräfte Gl. (7a—d) in die Gleichgewichtsbedingungen Gl. (6a—c) ein, bekommen wir folgende drei partielle gekoppelte Differentialgleichungen, zur Bestimmung von u , v und w :

$$(14a) \quad u^{\circ\circ} + 2 u'' + v^{\circ\circ} = 0$$

$$(14b) \quad \left\{ \begin{aligned} &\frac{1}{2} u^{\circ\circ} + v^{\circ\circ} + \frac{1}{2} v'' + \left(\frac{w}{R} \right)^\circ - \frac{K}{R D} \left[w^{\circ\circ\circ} + \left(\frac{w}{R^2} \right)^\circ \right. \\ &\quad \left. + \left(\frac{v R^\circ}{R^2} \right)^\circ \right] = 0 \end{aligned} \right.$$

$$(14c) \quad \frac{v^\circ}{R} + \frac{w}{R^2} + \frac{K}{D} \left[w^{\circ\circ} + \left(\frac{w}{R^2} \right)^{\circ\circ} + \left(\frac{v R^\circ}{R^2} \right)^{\circ\circ} \right] = 0.$$

Es ist $\frac{K}{D}$ eine kleine Größe und durch Iteration können wir v aus Gl. (14c) erhalten. Führen wir diesen Ausdruck in Gl. (14c) wieder ein und beachten, daß die mit $\frac{K}{DR}$ multiplizierten Glieder von w gegenüber $\frac{w}{R^2}$ vernachlässigt werden können, bekommen wir

$$v^\circ \approx -\frac{w}{R}$$

$$(15) \quad v^\circ = -\frac{w}{R} - \frac{K}{D} R \left[w^{\circ\circ\circ} + \left(\frac{w}{R^2} \right)^{\circ\circ} - \frac{w^\circ R^\circ}{R^3} \right] = -\frac{w}{R} - \frac{K}{D} \bar{\square}$$

$$\text{wo } \bar{\square} = R \left[w^{\circ\circ\circ} + \left(\frac{w}{R^2} \right)^{\circ\circ} - \frac{w^\circ R^\circ}{R^3} \right] \text{ ist.}$$

Gl. (14b) wird einmal nach $Rd\varphi$ differenziert und wir erhalten:

$$u^{\circ\circ\circ} = -2 v^{\circ\circ\circ} - v^{\circ''} - 2 \left(\frac{w}{R} \right)^{\circ\circ} + 2 \frac{K}{D} \bar{\square}^\circ$$

$$\text{wo } \bar{\square} = \frac{1}{R} \left[w^{\circ\circ\circ} + \left(\frac{w}{R^2} \right)^\circ - \frac{w R^\circ}{R^3} \right].$$

$$(16) \quad u^{\circ\circ\circ} = \frac{w''}{R} + 2 \frac{K}{D} \bar{\square}^{\circ\circ} + \frac{K}{D} \bar{\square}'' - 2 \frac{K}{D} \bar{\square}^\circ.$$

Differenziert man Gl. (14a) zweimal nach $Rd\varphi$ und einmal nach x und führt die Ausdrücke für u und v nach Gl. (15) und (16)

ein, erhält man eine partielle Differentialgleichung zur Bestimmung von w:

$$(17) \quad \square^{\circ\circ} + 2 \square^{\circ\circ\circ} + \square^{\circ\circ\circ\circ} + \bar{\square}^{\circ\circ\circ} + 2 \bar{\square}^{\circ\circ\circ\circ} + \frac{D}{KR} w'''' = 0.$$

In der Richtung der Erzeugenden wird eine harmonische Analyse für die Verschiebungen u, v und w nach Gl. (11b—d) eingeführt.

Um dimensionslose Differentialzeichen zu erhalten, wird angesetzt:

wo r = konstant

$$R = \frac{r}{\phi} \quad \Phi = \text{eine Funktion von dem Querschnittstangentenwinkel } \phi.$$

Es ist:

$$f^{\circ} = \frac{\partial f}{R \partial \varphi} = \frac{1}{r} \frac{\partial f}{\frac{1}{\phi} \partial \varphi} = \frac{1}{r} \frac{\partial f}{\partial \xi} = \frac{1}{r} f^{\circ}.$$

Der Ring über dem Funktionszeichen bedeutet als Operator die Differentiation nach $\xi \cdot \xi$ ist die relative Bogenlänge, was aus folgenden Beziehungen folgt:

$$s = \int_0^{\varphi} R d\varphi = r \int_0^{\varphi} \frac{d\varphi}{\phi}$$

bzw.

$$\xi = \frac{s}{r} = \int_0^{\varphi} \frac{d\varphi}{\phi}$$

und
$$d\xi = \frac{1}{\phi} d\varphi.$$

Nach Ausdifferenzieren und Einführen der harmonischen Analyse geht Gl. (17) in folgende totale Differentialgleichung für W_n über:

$$(18) \quad \left\{ \begin{aligned} & \frac{1}{\phi^2} \frac{\partial^2 W_n}{\partial \xi^2} - 4 \frac{\phi^{\circ}}{\phi^3} \frac{\partial^2 W_n}{\partial \xi^2} \\ & + \left(12 \frac{\phi^{\circ\circ}}{\phi^4} - 6 \frac{\phi^{\circ\circ}}{\phi^3} + 2 - 2 \frac{\lambda^2}{\phi^2} \right) \frac{\partial^2 W_n}{\partial \xi^2} + \dots + \frac{\lambda^4}{k} W_n = 0 \end{aligned} \right.$$

wo
$$k = \frac{d^2}{12 r^2} \quad (d = \text{Schalenstärke}).$$

Vergleichen wir Gl. (18) mit der Gl. (12) die wir jetzt auch schreiben können

$$\frac{1}{\phi^2} \frac{\partial^2 M_n}{\partial \xi^2} - 8 \frac{\phi^{\circ}}{\phi^3} \frac{\partial^2 M_n}{\partial \xi^2} + \left(42 \frac{\phi^{\circ\circ}}{\phi^4} - 16 \frac{\phi^{\circ\circ}}{\phi^3} + 2 - 2 \frac{\lambda^2}{\phi^2} \right) \frac{\partial^2 M_n}{\partial \xi^2} + \dots + \frac{\lambda^4}{k} M_n = 0$$

so ersehen wir, daß sich Lösungen für M_n und W_n nur wenig unterscheiden können, weil die Koeffizienten der ersten und letzten Glieder gleich sind. Des weiteren sind die Koeffizienten der Mittelglieder der Gl. (18) kleiner als bei der Gl. (12) und es ist darum eine bessere Konvergenz der Reihen für W_n zu erwarten.

(Schluß folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

15. Tagung der Deutschen Akademie für Bauforschung in Wien.

Vom 19. bis 23. Mai 1937 fand in Wien die 15. Tagung für wirtschaftliches Bauen der Deutschen Akademie für Bauforschung statt; und zwar als Gemeinschaftstagung österreichischer und deutscher Wohnungsfachleute. Ein ausführliches Vortragsprogramm wurde bereits früher veröffentlicht¹.

Die Deutsche Akademie für Bauforschung hat eine alte Tradition. Nicht nur, daß sie planmäßige Forschung getrieben hat, die das gesamte Wohnungs- und Siedlungswesen umfaßt, sie hat sich daneben auch noch bemüht, zum Sammelpunkt der führenden Männer dieses Aufgabengebietes zu werden. Nicht der einzelne allein tritt mit seinem objektiven Wissen in Erscheinung, sondern die aus der Gemeinschaftsarbeit dieser Männer sich ergebenden Erkenntnisse geben den Arbeiten der Akademie ihr Gepräge. Ebenso sind die Tagungen nicht nur Mittler zwischen Forschung und Praxis, sondern sie sind gleichzeitig der große Treffpunkt geworden für alle am Wohnungs- und Siedlungswesen Beteiligten.

Seit 1920 steht die Akademie unter der Leitung von Baurat Stegemann, Berlin, dem der Führer und Reichskanzler jetzt den Titel „Professor“ verliehen hat. Einer Anregung Stegemanns folgend ist im Jahre 1920 der Deutsche Ausschuß für wirtschaftliches Bauen gegründet worden, der dann 1930 mit Genehmigung der Reichsregierung in eine Deutsche Akademie für Bauforschung umgewandelt wurde.

Die Wiener Tagung ist nach neunjähriger Pause das erste Zusammentreffen der österr. und deutschen technischen Fachleute zu kultureller Gemeinschaftsarbeit. Schon 1928 war die Verbindung zwischen den österr. und deutschen Bauwirtschaftlern und Bauwissenschaftlern zustande gekommen, die auch in politisch schwierigen Zeiten erhalten blieb. Auf der zweiten unter Leitung der Akademie für Bauforschung in Wien jetzt durchgeführten Gemeinschaftstagung waren fast alle führenden Männer des deutschen Wohnungs- und Siedlungswesens anwesend. Der Reichs- und Preuß. Arbeitsminister Seldte, der österr. Bundesminister für Handel und Verkehr Prof. Dr. Taucher, der Bundesminister für Soziale Verwaltung Dr. Resch und der Bürgermeister von Wien Vizkanzler a. D. Schmitz haben den Schutz der Tagung übernommen und sprachen selbst programmatisch im Rahmen der Festsitzung über die Wohnungs- und Siedlungspolitik ihrer Länder.

Auf dem Begrüßungsabend der Akademie auf dem Wiener Pratergelände am 19. Mai 1937 alle die führenden Männer des deutschen Siedlungs- und Wohnungswesens anwesend, das Reichsarbeitsministerium war in seiner Wohnungs- und Siedlungsabteilung fast vollständig vertreten, dazu Vertreter des Reichsluftfahrtministeriums, des Reichswirtschaftsministeriums, der Länderregierungen und des Deutschen Gemeindetages, Männer der Baustoffindustrie und der Bauindustrie, der Heimstätten- und Baugenossenschaften und Professoren der Technischen Hochschulen. Dazu die Wiener Fachleute, die gekommen waren, die reichsdeutschen Gäste zu begrüßen.

Auf der Festsitzung in der Hofburg Wien am 20. Mai hielt der

Präsident der deutschen Akademie für Bauforschung, Prof. R. Stegemann, Berlin, die Begrüßungsansprache über „Bauforschung als Gemeinschaftsarbeit“. Die Folgen des Weltkrieges haben es mit sich gebracht, daß die Landesgrenzen heute eine größere Bedeutung haben als früher. Wenn man sich aber damit abfinden muß, daß der Austausch materieller Güter erschwert ist, muß man um so mehr jede Möglichkeit nützen, wenn es um die geistigen Güter geht. Doppelt gilt dies für die Länder deutscher Zunge. Deshalb ist es eine stolze Stunde, eine Versammlung begrüßen zu dürfen, deren Völker nie vergessen haben, daß sie einer Rasse angehören, der noch niemand in der Welt das rauben konnte, worauf sie besonders stolz waren, nämlich das Deutschtum, den Willen zur Arbeit und die Verpflichtung zu hervorragenden Leistungen.

Es wäre sinnlos Einzelforschung zu treiben. Nur durch die Zusammenfassung der wertvollsten Kräfte und durch planmäßige Forschung kann ein Erfolg erzielt werden. Dies gilt besonders für das Wohnungs- und Siedlungswesen. Die Baustoffnot der Nachkriegszeit und ebenso der Zwang zum Sparen brachte uns dazu, nach dem Kriege neue Wege zu suchen. Das Wohnungsproblem mußte unter völlig veränderten Verhältnissen gelöst werden. An der Lösung dieser Aufgaben arbeitet die deutsche Akademie seit 1920. Es ist ihr ein Bedürfnis, sich hier zusammenzufinden, nicht nur weil es nützlich erscheint, im gegenseitigen Zusammenwirken eine Auswertung der Erfahrungen Österreichs und Deutschlands herbeizuführen, sondern auch um allen Deutschen ihre völkische und kulturelle Verbundenheit wieder vor Augen zu führen.

Darauf folgten Ansprachen der Bundesminister Dr. Resch und Dr. Taucher und führten u. a. aus, daß der in Wien vorgesehene Gedankenaustausch um so wichtiger ist, als die volkswirtschaftliche und soziale Seite der bauwirtschaftlichen Fragen heute bei beiden Regierungen durchaus im Vordergrund steht. Die endgültige Lösung dieser Fragen muß dem individuellen Charakter eines jeden der beiden Staaten Rechnung tragen. Die Neuordnung des Siedlungs- und Wohnungswesens kann nicht allein von Privatmitteln geleistet werden, die öffentliche Hand muß da helfend eingreifen. In großen Zügen werden die wichtigsten Aufgaben des Siedlungs- und Wohnungswesens in Österreich und ihre Finanzierung dargelegt.

Nach der Begrüßungsansprache des Bürgermeisters der Stadt Wien Schmitz, sprach der Präsident des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines Wien Ing. R. Brabbée.

Der Reichs- und Preuß. Arbeitsminister Seldte konnte leider an der Tagung nicht teilnehmen und ließ sich durch Ministerialdirektor Dr. Knoll, Berlin, vertreten, der über „Das Wohnungsproblem als Sozialaufgabe“ sprach:

Der Vortragende legte die geschichtliche Entwicklung der Wohnungs- und Siedlungspolitik in Deutschland dar und stellte unter Berücksichtigung der Versäumnisse und Fehler der früheren Zeiten folgende Richtlinien für die Arbeit der neuen deutschen Wohnungs- und Siedlungspolitik auf:

Schaffung vieler und gesunder Wohnungen, aber hauptsächlich von Wohnungen, die für die Kreise der Arbeiterschaft bestimmt und geeignet sind. Wohnungen, die bei aller Sparsamkeit und Bescheidenheit

¹ Bauing. 18 (1937) S. 270.

doch groß genug sind, genug Räume haben, um ein wirkliches Heim für eine deutsche Vollfamilie bieten zu können, und dabei doch nicht mehr kosten, als eine Familie mit durchschnittlichem Arbeitseinkommen aufbringen kann, ohne die Befriedigung lebensnotwendiger Bedürfnisse zu gefährden. Bevorzugung des Flachbaues, wo es nur irgend geht, und Ergänzung der Wohnung durch einen Garten.

Verbindung möglichst vieler geeigneter Familien mit dem Boden durch Arbeit, Pflege und Nutzung und, soweit möglich, durch selbstverantwortliches pflichtgebundenes Eigentum.

Endlich: Durchführung der nötigen Maßnahmen unter weitestgehender Einschaltung der Selbsthilfe und der Mittel des allgemeinen Kreditmarktes und Beschränkung der unmittelbaren Staatsförderung auf das unabweislich Notwendige.

Örtliche Lenkung des Wohnungsbaues nach Gesichtspunkten übergeordneter Planung.

Am 21. Mai wurde die Tgung mit einem Vortrag des Präsidenten des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins *Brabbe* eröffnet. Er sprach über das Bestreben der Auflockerung der Städte und gab einen kleinen geschichtlichen Überblick über die Entwicklung und die Versuche der Lösung dieser Frage der Stadt Wien. Die Bestrebungen, jedes Fleckchen Bodens, wo immer er auch sei, für Gartenwirtschaft zu benützen, nahm in Österreich erst nach dem Kriege größeren Umfang an. Besonders für den Arbeiter war diese Frage von Wichtigkeit. In viel weiterem Sinne, als für die städtische Bevölkerung einwandfrei Wohnungen zu beschaffen wie dies die Mietskasernen nach dem Kriege waren, muß angestrebt werden, Siedlungen und Kleinhausbauten an der Peripherie der Stadt zu schaffen, um den Bewohnern entsprechend Licht und Luft zu geben.

Weiter sprachen im Verlauf der Tagung:

Dr. *J. Peszl* über: „Siedlungswesen und Bevölkerungspolitik in Österreich“. In keinem Staat liegt das Wohn- und Siedlungswesen so schwierig wie in Österreich. Der Zerfall des alten Großstaates, die große Wirtschaftsschrumpfung und Arbeitslosigkeit, dazu der Geburtenrückgang, der immer größer wird, haben dem Land ganz neue, viel schwerere Lebensbedingungen gebracht.

Wohl ist die hohe Behausungsdichte und Wohndichte in Österreich gesunken, aber meist zufolge des Geburtenabganges und nicht aus vermehrter Bautätigkeit. Diese war die letzten 20 Jahre ganz unzulänglich; so wuchs die Zahl der Wohnungen in Wien nur um 86 000, während in derselben Zeit 190 000 neue Ehen geschlossen wurden. Diese geringe Bautätigkeit in ganz Österreich hat nicht nur eine starke Arbeitslosigkeit, sondern auch einen objektiven Wohnungsbedarf von etwa 200 000 Wohnungen zur Folge. Dieser sowie die dringend nötige Assanierung der Altstädte und der für die nächsten 20 Jahre noch zuwachsende Neubedarf ist die bedeutendste Arbeitsaufgabe der österreichischen Wirtschaft. Ein jährliches Wohnbauprogramm von 15 000 Wohnungen und Siedlerstellen muß als das Mindeste bezeichnet werden, was geleistet werden muß.

Es gilt, die neuen Wohnungs- und Siedlungsanlagen nicht so sehr bei den Großstädten als vielmehr bei den Kleinstädten und am flachen Lande zu errichten.

Wien hat trotz des Aufhörens neuer Zuwanderung noch immer 27,7% der Bevölkerung Österreichs in seinen Mauern. Es wird zweifellos außer den 300 000 Bewohnern in der Nachkriegszeit von seinen jetzt 1 874 000 Menschen noch viele verlieren, bis es die den neuen Verhältnissen entsprechend gesunde Größe hat. Aber die Lücken werden so, wie es seit vielen Jahrhunderten bis zum Jahre 1866 naturgegeben war, wieder die Alpenländer und die süddeutschen Stämme aus ihrem siedlungsfrohen Bevölkerungsüberschuß auszufüllen haben.

Um der Kinderbeschränkung erfolgreich entgegenzutreten, bedarf es außer sittlichen und weltanschaulichen Einflüssen vor allem der Schaffung eines größeren Nahrungsspielraumes durch die Innenkolonisation sowie einer besseren Güterverteilung und einer entschiedenen Familienpolitik.

Dr. *J. Riehle*, Berlin, über „Die Finanzierung des deutschen Wohnungs- und Siedlungsbaues in den letzten Jahren“.

Der jährliche Wohnungsneubedarf wird unter Berücksichtigung des aus früheren Jahren her bestehenden Rückstandes auf etwa 300—350 000 Wohnungen geschätzt, was einem jährlichen Kapitalbedarf von etwa 2 Milliarden RM entspricht. Die tatsächlichen Investitionen lagen in den letzten Jahren darunter und überstiegen zum ersten Male im Jahre 1936 die 2 Milliardenengrenze. Die Finanzierung des Wohnungsbaues ist grundsätzlich der Privatwirtschaft überlassen, der Einsatz öffentlicher Mittel erfolgte nur in geringem Umfange, nur für bestimmte große Bauten und nur zur Schließung von Finanzierungslücken.

Für die Sammlung von Spargeldern stand ein gesunder Apparat in den Sparkassen, den Pfandbriefinstituten und den Bausparkassen zur Verfügung, sowie in den Versicherungsunternehmungen und den sozialen Versicherungsträgern. Diese Kapitalsammelstellen haben im Jahre 1936 annähernd 1,1 Milliarden RM dem Wohnungsbau zur Verfügung gestellt. Eine bedeutsame Rolle spielte aber auch das nicht organisierte Privatkapital, und zwar teils durch Einsatz als Eigenkapital, teils als hypothekarische Darlehen. Es betrug 1936 annähernd 800 Millionen RM. Die Kosten des Leihkapitals sind wesentlich heruntergegangen. Der Zins betrug durchweg 5%, für zweite Hypotheken bis zu 6%. Der Kurs der Pfandbriefe steht heute im Durchschnitt auf etwa 99%. Es wird mit Erfolg erstrebt, daß die Beleihungen möglichst in der Form der mit jährlich etwa 1% tilgbaren unkündbaren Tilgungshypothek erfolgen, welche in annähernd 36 Jahren zur Rückzahlung kommen.

Die Einflußnahme des Staates auf Anlage des Kapitals erfolgte in erster Linie durch Aufstellung klarer Linien der staatlichen Wohnungspolitik, welche die für den Gesamtbedarf notwendigen Bauten bezeichnete, ferner durch die Reichsbürgschaft für zweite Hypotheken auf Kleinwohnungsbauten, Kleinsiedlungen und Volkswohnungen, sowie durch zusätzliche Darlehen, Befreiung von Gebühren und ähnliche Vorteile. Die großen Kapitalsammelstellen stellten ihre Mittel den von der Reichsregierung als notwendig bezeichneten Arbeiterwohnstätten bevorzugt zur Verfügung.

Prof. Dr. *Schmidt*, Berlin, über „Kleinsiedlungen, Volkswohnungen und Mietwohnungen“.

Die Deckung des großen Fehlbedarfes an Wohnungen muß sich nach den Bedürfnissen von Staat und Volk richten. Diese fordern in erster Linie Fürsorge für die geringer bemittelten Kreise. Die Kleinsiedlung ist die förderungswerteste Form der Unterbringung für die werktätige Bevölkerung. Die Förderung durch das Reich ist bei dieser Art von Siedlung außerordentlich groß. Für die Höhe der Baukosten und Lasten sind in den Bestimmungen Grenzen festgesetzt. Ausgangspunkt für die Durchführung der Kleinsiedlung muß stets die Rücksicht auf die Höhe des Einkommens der Siedler sein.

Da aber nicht alle Kreise der Bevölkerung Eignung und Willen zum Siedeln haben, muß hierzu der Bau einer großen Zahl von Mietwohnungen mit beschränkten Kosten und Mieten — sog. Volkswohnungen — durchgeführt werden. Höher als ein Fünftel des durchschnittlichen Bruttoeinkommens dieser Kreise dürfen die Mieten keinesfalls sein. Auch hierfür werden Reichsdarlehen, Reichsbürgschaft und steuerliche Vergünstigungen gewährt. Mit Rücksicht auf die Notwendigkeit einer Auflockerung der Wohnweise ist auch für die Volkswohnungen in erster Linie Flachbau verlangt. Die gebräuchlichste Form ist das Doppelhaus, das sich den bei der Kleinsiedlung bewährten Typen annähert. Vielfach werden die Volkswohnungen zu zweigeschossigen Reihenhäusern zusammengefaßt. Wo die örtlichen Verhältnisse oder die Baukosten diese Erstellungsform unmöglich machen, können die Volkswohnungen auch im mehrgeschossigen Haus untergebracht werden, doch muß die Zahl der Wohngeschosse auf höchstens drei beschränkt bleiben. Die gleiche Beschränkung gilt auch für den Bau größerer Mietwohnungen, soweit sie überhaupt noch mit öffentlichen Mitteln gefördert werden können. Reichsmittel stehen hierfür nicht mehr zur Verfügung, sondern lediglich Rückflüsse aus den in früheren Jahren gegebenen Hauszinssteuerdarlehen und die Reichsbürgschaft.

Dr. *Rusch*, Berlin, über „Ziele und Aufgaben der Raumpforschung in Deutschland“.

Geschichte und Schicksal eines Volkes sind aufs engste mit dem ihm zur Verfügung stehenden Lebensraum verknüpft. Für das Deutsche Reich geht es gegenwärtig darum, den zur Verfügung stehenden Raum dem Volke bis zum Äußersten dienstbar zu machen, durch zielbewußte, planmäßige Raumverbesserung und Raumausnutzung die Raumverknappung auszugleichen. Es gilt vor allem eine gleichmäßigere Verteilung der Bevölkerung im deutschen Lebensraum herbeizuführen, die vorhandenen Zusammenballungen aufzulockern, Bildung neuer Ballungen zu vermeiden und vor allem die dünn besiedelten Gebiete weitgehendst zu fördern.

Der Schwerpunkt der praktischen Arbeit ist den Landesplanungsgemeinschaften übertragen, die in den preußischen Provinzen und einzelnen Ländern eingerichtet worden sind. Die bisher zur Durchführung der Raumordnung getroffenen Maßnahmen lassen als Ziel erkennen: Ordnung an Stelle des Chaos in der Bodennutzung, der planmäßigen künftigen Raumnutzung, Beendigung in der Willkür der Bautätigkeit.

Prof. *Elkart*, Hannover, über „Altstadtsanierung in Deutschland“.

Nach einer Schilderung des Entstehens und der Entwicklung der alten Stadtkerne und den Forderungen, die sich aus den heutigen Anschauungen über Wohnbedürfnisse ergeben, faßte Prof. Elkart seine Darlegungen dahin zusammen, daß der jetzt in Deutschland allgemein vorhandene Wunsch nach einer Sanierung der Altstädte begründet ist:

1. in dem zum Teil baulich nicht ausreichenden Zustande der alten Häuser und Wohnungen und den allgemein höheren Anforderungen, die an die Wohnverhältnisse schon aus dem Gesichtspunkt der Heranziehung eines gesunden und starken Geschlechts gestellt werden,
2. in Verkehrsnotwendigkeiten,
3. aus denkmalpflegerischen Gründen und dem Schutz alten Kulturgutes.

Das Grundgefüge des alten Stadtteiles ist möglichst zu erhalten. Straßendurchbrüche oder -erweiterungen seien auf das Notwendigste zu beschränken. Die zu dicht und eng bebauten Teile müssen aufgelockert werden. Häufig sei das zu erreichen, wenn die Baublöcke im Innern ausgeräumt, Hinterwohnungen, Lichthöfe usw. beseitigt würden. So können dann die meist wertvollen Vorderbauten erhalten werden. Wertlose, oft störende Bauten späterer Zeit sind durch Änderung der Fassade dem Gesamtbild der Altstadt einzufügen, oder, wo das nicht zweckmäßig ist, sind sie abzubauen und an ihrer Stelle Plätze und Freiflächen zu schaffen. Wenn jedoch ganze Baublöcke oder ganze Stadtteile abgerissen werden müssen, ist ein Bebauungsplan nach neuzeitlichen Grundsätzen aufzustellen. Die Ersatzbauten sollen sich dann in echter Baugesinnung, jedoch ohne jede Altertümelei, im Stadtbild einfügen. Verluste, die sich bei Sanierungen der Altstädte wohl nie ganz vermeiden lassen werden, müssen von den Gemeinden und dem Reich gemeinsam getragen werden.

Dr. F. Musil, Wien, über „Die Wiener Assanierungsbauten und ihre Finanzierung“.

Seit dem Fall seiner Stadtmauern im Jahre 1857 ist Wien in fortgesetzter baulicher Umbildung begriffen.

Hand in Hand mit dem Umbau im großstädtischen Sinn ging die Ausweitung der wichtigsten Ausfallstraßen und Rundstraßen. Mit den immer steigenden Anforderungen des Straßenverkehrs wurde diese Umbautätigkeit auch immer wichtiger. Der Krieg brachte allerdings völligen Stillstand und als Wien in der Zeit 1923 bis 1933 sein großes Wohnbauprogramm von 65000 neuen Wohnungen verwirklichte, gab es keine Assanierungstätigkeit, da die neuen Bauten auf freiem Gelände errichtet wurden.

Seit dem Jahre 1934 jedoch ist die zielbewußte Beseitigung veralteter Häuser, die den Verkehr einengen, von der Stadt in Angriff genommen worden, besonders durch Gewährung von Darlehen, in Höhe von 35—45% des Bauaufwandes gegen nur 2% Verzinsung und Tilgung innerhalb 30 Jahren. Seit 1934 sind schon 45 solcher Umbauhäuser niedergelegt und durch moderne Neubauten ersetzt worden. Weiter hilft die Stadtverwaltung auch den Hausbesitzern bei der Durchführung von Instandsetzungsarbeiten durch einen nicht rückzahlbaren Zuschuß von 20% der Kosten. Auch die im Besitz der Stadtverwaltung befindlichen Althäuser sollen umgebaut werden mit dem Ziel, den Mietzins möglichst niedrig zu halten. Die Bautätigkeit für die besser verdienenden Schichten jedoch wird den Unternehmern überlassen.

Dr. E. Erhart, Wien, über „Neuzeitliche Holzkonstruktionen und Holzforschung im Bauwesen“.

Der Vortragende gab zuerst einen Überblick über die geschichtliche Entwicklung des konstruktiven Holzbaues über die Vielseitigkeit der Verwendungsmöglichkeit des Holzes und seine hohe Wettbewerbsfähigkeit. Im 2. Teil sprach er über die neuzeitliche Holzforschung und deren neuesten Stand.

Zivilarchitekt J. Heinzl, Wien, über „Holz im Wohnungsbau“.

In Österreich, einem Land an solchem Reichtum an Holz und gerade an Bauholz, hat der Holzhausbau in den Alpenländern und auch weit ins flache Land hinaus eine hervorragende Entwicklung und kulturelle Bedeutung erreicht. Die früheren Meister der Zimmermannskunst ließen sich nicht durch modische Einfälle und überspitzte Künsteleien beeinflussen. Dazu kommt, daß das Holz ihnen als das beste heimische Baumaterial für Haus und Hof in unbegrenztem Maße zur Verfügung stand. Die Erfahrungen wurden von Generation zu Generation übernommen und Neues dazugelernt. Mit Ende des vergangenen Jahrhunderts trat wohl in den österreichischen Ländern im Bauen von Holzhäusern eine Stockung ein. In den Bauordnungen wurden Bestimmungen aufgenommen, wie z. B. in der grünen Steiermark, wonach das Bauen mit Holz überhaupt verboten war, dann wären noch andere Umstände zu nennen, die die Verwendung des Holzes als Baustoff einengten, wie etwa die Umwälzung im Bauwesen durch den Eisenbetonbau. Die Verhältnisse haben sich heute wesentlich geändert. Die Hindernisse wurden größtenteils beseitigt. Es werden allerorts wieder Holzbauten errichtet. Auch der verbesserte Ständerbau hat jetzt bei uns Eingang gefunden.

Die Tagung der Akademie brachte nicht nur einen außerordentlich fruchtbaren Gedankenaustausch auf wohnungs- und siedlungstechnischem Gebiete, sondern gab gleichzeitig den Anlaß, zu einer im jetzigen Augenblicke besonders wertvollen engen Fühlungnahme der führenden Fachleute Österreichs und Deutschlands. Immer wieder kam der Gedanke zum Ausdruck, daß die enge Kulturverbundenheit beider Länder durch nichts gestört werden dürfe.

Nach verschiedenen feierlichen Zusammenkünften vereinten sich die reichsdeutschen Tagungsteilnehmer nach Schluß der Tagung noch zu einer außerordentlich aufschlußreichen Fahrt durch Oberösterreich und das Salzkammergut.

Dipl.-Ing. G. Föhringer, Hannover.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

400-Jahrfeier der Universität Lausanne.

Vom 3. bis 5. Juni 1937 feierte die Universität von Lausanne die 400jährige Wiederkehr ihrer Gründung. Zahlreiche Festveranstaltungen waren vorgesehen, die in der Überreichung einer Anzahl von Doktordiplomen honoris causa ihren Höhepunkt fanden. Bemerkenswert ist die Überreichung des Diploms honoris causa an Mussolini. Ein weiteres Ehrendoktorat der technischen Wissenschaften wurde dem international bekannten und geschätzten Mailänder Ingenieur Giovanni Rodio verliehen.

AEF-Normen.

Der Ausschuß für Einheiten und Formelgrößen (AEF) hat die folgenden Entwürfe aufgestellt, die nach Abschluß der Beratungen als Normblätter herausgegeben werden sollen:

DIN 1305: Maße, Gewicht, Menge — Begriffsbestimmungen (veröffentlicht: DIN-Mitt. Heft 9/10 Mai (1937), ETZ Heft 12 (1937).)

DIN 1306: Dichte und Wichte — Begriffsbestimmungen (veröffentlicht: DIN-Mitt. Heft 9/10 Mai (1937), ETZ Heft 12 (1937).)

DIN 1338: Form und Anordnung von Buchstaben und Größen beim Formeldruck (veröffentlicht: DIN-Mitt. Heft 11/12 Juni (1937), ETZ Heft 11 (1937).)

Es ist erwünscht, daß möglichst viele Fachleute die Entwürfe prüfen und etwaige Einwände dem Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, mitteilen.

Der Kalkhaufen auf der öffentlichen Straße.

Am 26. September 1934 um die Mittagszeit entnahm der damals 11 Jahre alte Kläger einem an der Stockstraße in O. liegenden Haufen ungelöschten Kalks ein Stück Kalk und tat es in eine mit Wasser gefüllte Büchse, um damit zu spielen. Schon nach kurzer Zeit spritzte der zerbröckelnde Kalk dem Jungen so unglücklich in die Augen, daß ihre Schkraft fast völlig verloren ging. In der zur Entscheidung gekommenen Klage verlangt Kläger von der beklagten Firma, die den Kalk für den Bau einer Bergmannssiedlung hatte anfahren lassen, Ersatz des ihm aus dem Unfall entstandenen Schadens. Oberlandesgericht Düsseldorf und Reichsgericht haben in seinem Sinne entschieden und die Beklagte in grundsätzlicher Beziehung verurteilt. Aus den Entscheidungsgründen,

die zu diesem Urteil geführt haben, ist das Folgende lehrreich und weitgehend von Bedeutung:

Nach der Feststellung des Oberlandesgerichts lag der Kalk, der für Bauzwecke der Beklagten bestimmt war, teilweise auf dem Gehsteig der öffentlichen Verkehrsstraße. Ferner ist erwiesen, daß der Kalkhaufen vor dem Unfall ganz unzureichend mit Sand abgedeckt war, so daß große Kalkblöcke hervorragten. Erst nach dem Unfall ist weiterer Sand auf den Kalkhaufen geschaufelt, und noch später ist der Haufen mit Wellblech abgedeckt worden. (Bei dieser Feststellung hat das OLG. den unbeteiligten Zeugen Glauben geschenkt im Gegensatz zu der Aussage der am Bau als Hilfskräfte beteiligten Zeugen.) Auf Grund der nicht zu beanstandenden Feststellungen nimmt das OLG. dann an, daß der Unfall durch Verletzung der im Verkehr erforderlichen Sorgfalt des Poliers und des ehemaligen Mitinhabers der Beklagten herbeigeführt worden ist. Der Kalkhaufen hätte hinreichend abgedeckt werden müssen, da der ungelöschte Kalk eine besondere Gefahr für spielende Kinder bildete. Bei dieser Feststellung berücksichtigt das OLG., daß der Kalk in der Nähe von sechs Häusern in denen 10 schulpflichtige Kinder wohnten, zum Teil auf dem Gehsteig der Straße lag und die Lagerstelle sich 100 m von der Baustelle, dem eigentlichen Arbeitsplatz, entfernt befand. Für den Polier, der den Fortgang der Arbeiten auf der Baustelle zu überwachen hatte, bestand also keine Möglichkeit auf den nur unzulänglich zugedeckten Kalk zu achten. Das Maß der nach den §§ 823, 831 BGB. erforderlichen Aufsicht über die Bauarbeiten richtet sich immer nach den Umständen des einzelnen Falles. Im gegenwärtigen Fall handelt es sich um eine Baustelle mit 14 Häusern und eine Beschäftigung von 30 Arbeitern. Die Arbeitskraft des einzigen Poliers reichte hinsichtlich der besonderen Umstände nicht aus, um auf die sachgemäße Lagerung des Kalks hinreichend zu achten. Nach der Aussage des Zeugen D. muß der abgeladene Kalk sofort von der Straße weggeschafft und auf der Baustelle mit Brettern oder Sand abgedeckt werden. Mag nun auch unter dem Gesichtspunkt des § 831 BGB. die Leitung der Ausführung der dem Polier obliegenden Verrichtung gegenüber einem sonst zuverlässigen Polier nicht erforderlich erscheinen, so war es doch unter dem Gesichtspunkt des § 823 BGB. in Verbindung mit § 276 BGB. erforderlich, daß der Unternehmer für eine hinreichende Unterstützung des mit einem zu ausgedehnten Arbeitskreis betrauten Poliers sorgte oder sich selbst um die mit besonderer Gefahr für den Verkehr verbundene Angelegenheit kümmerte und besondere Anweisungen erteilte. „Reichsgerichtsbriefe.“ (VI 240/36 — 12. 11. 1936.) F. Mißlack.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Hundert Jahre Technische Hochschule Darmstadt. 1836—1936. Ein Bild ihres Werdens und Wirkens. Zur Jahrhundertfeier im Auftrag der Technischen Hochschule herausgegeben von Wilh. Schlink. Mit zahlr. Abb. Darmstadt: G. Peschko 1936. 253 S. 20×29 cm. Preis: In Büttenumschlag RM 7,—; in Ganzleinen RM 9,—.

Die vorliegende Festschrift soll zur Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Darmstadt einen Überblick über die Entwicklung und den jetzigen Zustand der Technischen Hochschule geben. Sie ist keine Sammlung wissenschaftlicher Arbeiten von Angehörigen der Hochschule geworden, sondern die Auswahl der Aufsätze und ihre Gliederung erfolgte derart, daß der Leser Einblick in Entwicklung,

Aufbau und Ausstattung der Hochschule erhält sowie die Grundsätze kennenlernt, nach denen die Ausbildung der Ingenieure daselbst erfolgt. Aufsätze über die Darmstädter Studentenschaft und die Leibesübungen vermitteln ein Bild über Einstellung und Leben der Studenten außerhalb ihrer wissenschaftlichen Tätigkeit.

Jedem alten Darmstädter Studenten gewährt die Festschrift nicht zuletzt auch durch ihre schönen Abbildungen eine Fülle von Erinnerungen und Anregungen, dem jungen Studenten eine wertvolle Übersicht, was die Hochschule will und bietet. **M e h m e l**, Berlin.

Mitteilungen über Versuche ausgeführt vom Österreichischen Eisenbeton-Ausschuß und veröffentlicht unter Förderung des Österreichischen Betonvereins und des Vereines der österreichischen Zementfabrikanten. Heft 17: Die Zusammensetzung des Betons in ihrer Einwirkung auf die Steife des Mischgutes und auf seine Würfestigkeit. Mit 55 Abb. und 35 Tafeln. Bericht erstattet von Dr.-Ing. e. h. F. v. E m p e r g e r u. Ziv.-Ing. K. K u g i. Wien: Verlag Österr. Ingenieur- und Architektenvereins 1936. 140 S. 15 × 23. Preis geh. RM 10,—.

Das Buch enthält folgende Beiträge:

A. Bericht über Würfelversuche, ausgeführt an der Technischen Hochschule Wien. Von Prof. Dr.-Ing. Rinagl u. Ing. Dr. F. Müller.

B. Bericht über Würfelversuche, ausgeführt an der Technischen Hochschule Graz. Von Prof. Dr. Leon und Ing. Dr. techn. A. Slattenschek.

C. Zur Frage des Zusammenhangs zwischen den Mischdaten und der Würfestigkeit des Betons. Von Stadtoberbaurat Ing. Dr. R. Tillmann.

D. Würfel- und Steifeproben, ausgeführt am Technischen Gewerbemuseum in Wien. Von Ing. Dr. E. Honigmann.

E. Ist der Verdünnungsabfall ein Gütezeichen des Zements? Von Ing. A. Brzesky.

F. Zur Beherrschung der Betonbildung durch systematisches Messen. Von Ziv.-Ing. O. Stern.

G. Zusammenfassender Bericht.

Die Berichte bringen auch dem deutschen Fachmann viel Interessantes. Allerdings steht man in Deutschland bei der Behandlung der betontechnologischen Elemente mit Hilfe mathematischer Methoden zurückhaltend gegenüber. Das Ziel, einen Beton von bekannten und gleichbleibenden Eigenschaften zu erzeugen, verdient jedenfalls die ernste Aufmerksamkeit aller Fachkreise. **M e h m e l**, Berlin.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 21 vom 27. Mai 1937 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 28/04. B 168 490. Breest & Co. G. m. b. H., Berlin-Tempelhof. Verfahren zur vorübergehenden Erhöhung von Eisenbahngleisen. 30. I. 35.
- Kl. 20 a, Gr. 14. B 171 561. Josef Brand, Duisburg-Hamborn. Schienengeführte Unterkette für Kettenbahnen, insbesondere für Grubenbahnen. 23. X. 35.
- Kl. 20 a, Gr. 17. R 91 751. Henricus Hubertus Josephus Ruyten, Roermond, Niederlande; Vertr.: Dipl.-Ing. O. Stürner, Pat.-Anw., Berlin-Friedenau. Führungsanlage für Kraftfahrzeuge mit festverlegten Schienen. 26. X. 34. Niederlande 1. XI. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 35/02. T 43 137. Telefunken Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin. Signaleinrichtung unter Verwendung von Kurzwellen-Richtsendern zur Sicherung von Eisenbahnzügen. 12. X. 33.
- Kl. 37 c, Gr. 2. St 54 339. Willy Strohhahn, Stuttgart-Bad Cannstatt. Vorrichtung zum Befestigen von Dach- und Wandplatten, insbesondere aus Asbestzement. 3. VI. 35.
- Kl. 74 d, Gr. 8/52. S 102 872. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Schaltungsanordnung für eine Verkehrssignalanlage; Zus. z. Pat. 610 442. 21. I. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 1/15. W 98 924. Leopold Wieschmann, Bonn. Verfahren zur Herstellung von Mörteln aus Gesteinsrückständen. 16. VI. 36.
- Kl. 80 d, Gr. 1. W 97 459. Lucian Weber u. Eugène Hermann Fils, Straßburg; Vertr.: Dr. R. v. Rothenburg, Pat.-Anw., Wiesbaden. Stockhammerkopf. 5. XI. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 133. I 51 985. Institut für Grünlandwirtschaft, Tschechnitz, Kr. Breslau. Siloverschluß. 29. III. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 133. M 133 138. Johannes Möller, Altona, Elbe. Bunkerstandanzeigeeinrichtung. 4. I. 36.
- Kl. 81 e, Gr. 136. K 135 539. Friedr. Krupp-Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Regelvorrichtung für den Auslauf körnigen Gutes aus einem Behälter. 9. X. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. L 86 098. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Schaufelrad für Schaufelradbagger. 22. VI. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 2. D 69 654. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Fahrwerkssteuerung für Gleiskettenbagger. 4. II. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 86 735. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Hauptausgleichsheel für das Fahrgestell von Baggern, Absetzern und ähnlichen schweren Geräten. 8. X. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 127 735. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Verbundbagger mit schwenkbarer Hochbaggerleiter. 13. VI. 34.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 22 vom 3. Juni 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 a, Gr. 18/40. Gerhard Nicolai, Jena. Probennehmer für Tiefbohrlöcher. 24. IV. 36.
- Kl. 19 a, Gr. 15. Sch 106 731. Willi Schmidt, Hildesheim. Schraubensicherung für den Eisenbahnoberbau, insbesondere für Hakenschrauben. 3. IV. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 11/01. L 89 590. Dr.-Ing. Hermann Lagershausen u. Gerhard Hermann Giesenhagen, München. Elektrisches Stellwerk. 24. I. 36.

- Kl. 20 i, Gr. 11/01. Sch 110 185. Scheidt & Bachmann A.-G., Rheydt. Elektrisches Mehrreihenstellwerk. 12. VI. 36.
- Kl. 20 i, Gr. 38. V 31 134. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Streckenblockschaltung für zwei- oder mehrbegriffige Signale. 21. IX. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 38. V 32 465. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Lampenschaltung. 15. I. 36.
- Kl. 36 d, Gr. 5/01. H 139 182. Arno Hohmann, Kiel. Aufsatz für Schornsteine und Lüftungsschächte; Zus. z. Pat. 540 630. 26. II. 34.
- Kl. 37 d, Gr. 36/01. D 70 682. Otto Dreyer, Terranova, Kr. Elbing. Auf einem Wagen abnehmbar befestigte Ramme zum Einschlagen von Pfählen für Viehweiden, Wiesen u. dgl. 8. VII. 35.
- Kl. 37 e, Gr. 1. V 31 534. Adrianus Marinus de Vetten, s-Gravenhage, Holland; Vertr.: Dr. F. Zumstein, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Baugerüst, zusammengesetzt aus einer Anzahl von Bauelementen mit durchgehenden Bohrungen zum Durchstecken von Verbindungsmitteln. 5. II. 35. Niederlande 14. XII. 34 u. 1. II. 35.
- Kl. 37 f, Gr. 2/02. V 166 427. Hinrich Bücking, Annenheide, Oldbg. Verfahren zur Herstellung von Silos und ähnlichen Behältern aus Beton. 6. VIII. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 4. C 48 287. Christoph & Unmack Akt.-Ges., Niesky, O.-L. Zerlegbare Baracke aus gleichgroßen, normalisierten Bauteilen. 12. IX. 33.
- Kl. 38 h, Gr. 4. O 21 685. Ostpreußenwerk Akt.-Ges., u. Walter Ludwig, Königsberg i. Pr. Vorrichtung zum Nachimprägnieren stehender Holzmasse. 19. II. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 1/08. R 97 363. Dipl.-Ing. Josef Raab, Stuttgart-Bad Cannstatt. Verfahren zur Herstellung von Leichtbetonkörpern. 19. IX. 36.
- Kl. 80 b, Gr. 21/04. A 71 763. Hermann Apel, Berlin-Wilmersdorf. Verfahren zur Herstellung nagelbarer Dübellochfüllmassen. 7. XI. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 112. A 80 737. Erf.: Walter Boecker, Berlin-Grunewald, Anm.: Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Verriegelungseinrichtung für eine aus mehreren zusammenarbeitenden Förderern bestehende Förderanlage. 12. X. 36.
- Kl. 81 e, Gr. 129. P 73 923. Erf.: Dipl.-Ing. Paul Volkenborn, Weiden b. Köln. Anm.: J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Vorrichtung zum Stapeln von Kübeln oder sonstigen Fördergefäßen mit Bodenentleerungskegel. 3. X. 36.
- Kl. 81 e, Gr. 133. E 47 703. Elektrowerke Akt.-Ges., Berlin. Vorrichtung zur Beseitigung von Brückenbildungen und Steilwänden des Gutes in Bunkern oder Silos. 5. XII. 35.
- Kl. 84 b, Gr. 2. K 134 577. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen. Schiffshebewerk mit unterhalb des Troges angeordneten Schwimmern. 30. VI. 34.
- Kl. 84 c, Gr. 2. B 173 136. Erich Becker, Oberhausen, Rhld. I-förmige Spundbohle. 16. VIII. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 131 999. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen. Zweischiene-fahrgestell für Bagger oder ähnliche schwere Fahrzeuge. 1. XI. 33.
- Kl. 85 b, Gr. 1/07. K 132 735. Jörgen Krüger, Kopenhagen; Vertr.: E. Herse u. Dr.-Ing. W. R. Roederer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Filtereinrichtung für Wasser. 8. I. 34.
- Kl. 85 b, Gr. 2/01. R 90 172. Otto Rehe, Berlin. Wasserenthärtungsvorrichtung. 15. III. 34.
- Kl. 85 c, Gr. 6/07. B 161 279. Bamag-Meguín Akt.-Ges., Berlin.

- Teleskopartig verstellbares Abflußrohr für Abwasserkläranlagen. 16. VI. 33.
- Kl. 85 e, Gr. 9/05. H 128 883. Georg Herrmann, Berlin-Charlottenburg. Einrichtung zum Ableiten von in einem Abscheideraum angesammelter Leichtflüssigkeit; Zus. z. Pat. 614 170. 10. X. 31.
- Bekannt gemachte Anmeldungen.**
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 23 vom 10. Juni 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 18 c, Gr. 2/23. S 122 514. Société Anonyme des Hauts-Fourneaux de la Chiers, Longwy, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. Rich. E. Müller, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Vorrichtung zum Härten von Schienen; Zus. z. Pat. 637 126. 30. IV. 36. Frankreich 16. IX. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 15. St 53 845. Wilhelm Stacke, Duisburg. Stoßfreie Schienenverbindung. 24. VIII. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 18. G 92 872. Fa. J. Gollnow u. Sohn, Stettin. Biegeunfallfester Stoß von aus Walzeisen oder Blechen gebildeten Profilen als Stoßbrücke für ein Schienenprofil. 7. V. 36.
- Kl. 19 b, Gr. 6/01. H 141 478. Herzog & Co., Eschwege. Streumittel zur Verhinderung des Ausgleitens bei Glatteis. 6. X. 34.
- Kl. 19 d, Gr. 1. F 74 762. Dipl.-Ing. Bernhard Fritz, Karlsruhe, u. Dr.-Ing. Karl Kammüller, Karlsruhe-Rüppurr. Auswechselbares Stahlgelenk für Bogenbrücken. 30. XII. 32.
- Kl. 19 d, Gr. 5. M 131 062. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Hebevorrichtung für Hubbrücken und ähnliche Bauwerke mit vollständig durch Gegengewichte und wandernde Ketten ausgeglichenen Massen. 22. II. 34.
- Kl. 20 g, Gr. 3. R 95 613. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff Akt.-Ges., Rheine i. W. Querträger für die Unterstützung der Gleisträger bei schwach- oder unversenkten Schiebebühnen und Drehscheiben. 26. II. 36.
- Kl. 20 i, Gr. 11/02. L 86 448. Dr.-Ing. Hermann Lagershausen, Hannover, u. Dipl.-Ing. Ludwig Schneider, München. Verfahren zum Betrieb eines selbsttätigen Stellwerks. 22. VIII. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 13. P 72 568. Julius Pintsch Komm.-Ges., Berlin. Vorrichtung zur Überwachung von Signalanlagen. 28. I. 36.
- Kl. 20 i, Gr. 28. L 88 632. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Anordnung für Signaleinrichtungen (Läutewerke) bei Bahnanlagen. 12. VIII. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 39. D 71 619. Deutsche Werke Kiel Akt.-Ges., Kiel. Warnsignalanlage mit Schienenkontakten für Eisenbahnübergänge. 4. XII. 35.
- Kl. 37 e, Gr. 2. K 135 392. Conrad Kern, Zürich; Vertr.: Dr. H. Barschall, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Baugerüst mit auf einer Gerüstlage angeordneten Stützgliedern. 24. IX. 34. Schweiz 14. X. 33.
- Kl. 37 f, Gr. 2/02. M 131 138. Fritz Maurer, Anspach, Taunus. Silo. 28. V. 35.
- Kl. 42 k, Gr. 21/03. A 73 019. Dipl.-Ing. Wilhelm Ahlert, Berlin-Tempelhof. Verfahren zum Messen der in einem verlegten, lückenlos geschweißten, sehr langen oder endlosen Eisenbahnschienenstrang infolge Temperaturänderung bei verhinderter Längenänderung auftretenden mechanischen inneren Spannungen; Zus. z. Pat. 624 591. 23. IV. 34.
- Kl. 68 c, Gr. 9. K 140 396. Willy Kern, Stuttgart. Aus zwei gelenkig miteinander verbundenen Tafeln bestehende Garagentür. 18. XII. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 20/01. K 141 240. Nikolaus Krebs u. Karl Schneider, Harburg-Wilhelmsburg. Verfahren zur Herstellung von nagelbaren Leichtbaustoffen. 24. II. 36.
- Kl. 80 b, Gr. 21/04. S 122 513. Alexander Singer, Wien; Vertr.: Dr.-Ing. F. Hochwald, Pat.-Anw., Berlin W 50. Verfahren zur Herstellung von Bauplatten aus Holz- und hydraulischen Bindemitteln. 30. IV. 36. Jugoslawien 3. V. 35.
- Kl. 84 a, Gr. 3/07. K 136 592. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Antrieb für bewegliche Wehre mit einer Aufsatzklappe. 19. I. 35.
- Kl. 84 a, Gr. 3/14. Sch 102 678. Dipl.-Ing. Walter Schützel, Zwickau. Selbsttätige Stauklappe aus zwei übereinander angeordneten Klappenteilen. 16. XI. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 54 360. Ilseder Hütte, Peine, Hann. Vorrichtung an Spundbohlen zur Vermeidung des Ausspringens der Schösser beim Rammen. 19. II. 36.
- Kl. 85 e, Gr. 2. N 39 107. Dipl.-Ing. Georg Neidl, Berlin. Drucklufthebeanlage für Abwasser mit Abförderung des Kesselüberlaufwassers durch eine Pumpe. 1. II. 36.

PERSONALNACHRICHTEN.

Prof. Dr.-Ing. L. Karner †.

Am 21. April wurde die irdische Hülle von Prof. Dr. Leopold Karner auf dem stillen kleinen Friedhof seiner Wohngemeinde Herrliberg am Zürichsee beigesetzt, in Anwesenheit seiner nächsten Kollegen und Freunde.

Der Verstorbene studierte in Graz, wo er 1911 seine Staatsprüfung ablegte und bis 1912 Assistent war. Von 1912—1922 betätigte er sich in den Brückenbauanstalten Karlshütte in Österreich-Schlesien, Gute-Hoffnungshütte in Sterkrade und Harkort in Duisburg. Seit 1922 war er Direktor der Abteilung Eisenbau der Firma Aug. Klönne in Dortmund, bis er an die E.T.H. berufen wurde. Hier bekleidete Karner seit dem 1. April 1927 die Professur für Baustatik I und Stahlbau. Er war ein vorzüglicher und erfolgreicher Hochschullehrer; zu der souveränen Beherrschung seines Faches gesellte sich eine besondere didaktische Befähigung, die ihn zum Lehrberufe geradezu prädestinierte.

Neben dem Unterricht sah Karner in der Förderung der wissenschaftlichen Technik seine Lebensaufgabe. Er hatte schon während seiner Tätigkeit in der Industrie eine Reihe beachtenswerter Beiträge zu den baustatischen und konstruktiven Fragen des Stahlbaues veröffentlicht und setzte nach seinem Eintritt in den Lehrkörper der E.T.H. seine Tätigkeit im Dienste der Ingenieurwissenschaft mit großer Energie fort. Er schrieb über die Nebenspannungen der Fachwerke, über Knickprobleme, über die konstruktive Gestaltung weitgespannter Brücken, über Montage- und Ausführungsfragen, über die Ergebnisse von Brückenwettbewerben, über Eisenwasserbauten, Schwimmdocks und vieles andere. Im ganzen hat er 28 Abhandlungen dieser Art in technischen Zeitschriften oder in Kongreßberichten veröffentlicht.

Im Jahre 1929 wurde in Zürich die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau gegründet, der sich Prof. Karner als

Generalsekretär für das Gebiet des Stahlbaues ehrenamtlich zur Verfügung stellte. Mit Begeisterung und unermüdlichem Eifer unterzog er sich den umfangreichen Arbeiten, die mit der Vorbereitung und Durchführung der großen Brückenbaukongresse von Paris (1932) und von Berlin (1936) verbunden waren. Diese Tätigkeit wurde ihm sehr erleichtert durch die ausgedehnten und freundschaftlichen Beziehungen, die er mit den meisten prominenten Vertretern seines Faches in und außerhalb Europas pflegte. Die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau ist ihrem verehrten Mitarbeiter, der auf internationalem Boden großen Ruf genoß und in allen Kreisen, mit denen er in Berührung kam, gleich beliebt war, zu tiefem Dank verpflichtet.

In seiner praktischen Tätigkeit hatte der Verstorbene Gelegenheit, die Konstruktion und Ausführung großer Stahlbauten aller Art zu leiten und an der Projektierung maßgebend mitzuwirken.

Wer mit Prof. Karner je in technischen Fragen zu tun hatte, der erkannte in ihm den hervorragenden ideenreichen Konstrukteur, der vor kühnen, neuartigen Lösungen nicht zurückschreckte, für diese aber stets gern die Verantwortung übernahm.

Es ist fürwahr ein tragisches Geschick, daß der Verstorbene mitten aus rastloser Tätigkeit und in einem Alter, in dem die Wissenschaft noch viel von ihm erwarten konnte, von dieser Welt scheiden mußte. Um ihn trauern neben seinen Angehörigen seine zahlreichen Freunde aus aller Welt, die ihm ein dankbares Andenken bewahren werden. M. Ritter, Zürich.



Foto: Fr. Schmelhaus, Zürich.