

# IVa. Flächentragwerke

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

## IVa 1

# Zylindrisches Schalengewölbe.

Les voiles cylindriques.

Cylindrical Shell Structures.

Dr. Ing. U. Finsterwalder,  
Berlin.

Die Konstruktion der Schalendächer ist in den letzten Jahren in zweierlei Richtung beeinflusst worden:

1. durch die Erkenntnis von den plastischen Eigenschaften des Betons und
2. durch das Bestreben, in den Zuggliedern die Betonzugzonen möglichst auszuschalten.

Seit der Erfindung der Schalendächer wurde daran gearbeitet, durch eine Verbesserung der theoretischen Erkenntnisse eine möglichst sichere Grundlage für die vielfach sehr kühnen Konstruktionen zu erhalten. Wie Herr Professor *Dischinger* in seinem Referat dargestellt hat, ist es auch gelungen, den Spannungszustand mit großer Vollkommenheit zu beschreiben. Eine wichtige Voraussetzung bleibt allerdings das Vorhandensein eines elastischen Konstruktionsmaterials von den der Rechnung zugrunde gelegten Eigenschaften.

Hier stützte man sich zunächst auf die Angaben der amtlichen Vorschriften, nach welchen man für die Rechnung ein  $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$  zugrunde zu legen hatte. Dieser Wert wurde durch Messungen beim Ausrüsten kontrolliert, wobei sich durchwegs kleinere Formänderungen als die errechneten zeigten. Man schloß daraus auf einen höheren Elastizitätsmodul und eine gegenüber der Rechnung größere Knicksicherheit.

Tatsächlich stellt sich jedoch heraus, daß die Formänderungen im Laufe der Zeit sehr beträchtlich, ja manchmal um ein Mehrfaches ihres ursprünglichen Wertes zunehmen. Diese Zunahme der Formänderung tritt durchaus nicht immer im Anschluß an das Ausrüsten der Konstruktion auf, sondern im wesentlichen in der warmen Jahreszeit mit dem Einsetzen der Sonnenbestrahlung und dem Austrocknen des Betons. Im Winter dagegen ist meistens nur eine geringe Bewegung festzustellen. Trotz des Absinkens des Moduls der Formänderung für die ständige Last zeigt sich eine erhöhte Steifigkeit gegenüber vorübergehenden Belastungen. Der eigentliche Elastizitätsmodul ist also größer geworden. Wenn man die ständige Last wieder entfernen würde, dann ginge die Formänderung nur mit diesem eigentlichen Elastizitätsmodul zurück, während der größte Teil verbleiben würde. Es ist also eine Änderung der Ausgangsform eingetreten.

Diese Erscheinung ist für Schalenkonstruktionen insofern wichtig, als man bei besonders weit gespannten und im Vergleich zur Krümmung dünnwandigen Aus-

führungen an die Grenze kommen kann, bei welcher durch die Verbiegung die Ausgangsform beträchtlich abgeändert wird. Es ist das für die Schale der analoge Fall wie für die ebene Platte mit großer Ausbiegung. Von einem gewissen Verhältnis von Krümmung und Wandstärke ab, welches von der Größe der Biegungsspannungen abhängt, muß die Schale durch Rippen versteift werden, in ähnlicher Weise, wie man bei einer ebenen Konstruktion von der Platte auf die Rippendecke übergeht.

Die Biegungsspannungen der zylindrischen Schalen können durch das bekannte Mittel der korbbogenartigen Einkrümmung des Querschnitts vermindert werden. Hierdurch erhält man in der Gegend der Ränder, in welcher die Biegungsspannungen hauptsächlich auftreten, kleine Krümmungsradien, bei welchen eine Verbiegung nichts ausmacht. Die Scheitelpartie mit ihren großen Radien bleibt dagegen frei von Verbiegungen.

Je nach der Beanspruchung wird die Schale durch Querrippen in der Wölb-richtung bzw. bei noch flacheren Krümmungen durch Quer- und Längsrippen ausgesteift. Der Abstand der Rippen richtet sich nach der Knickgefahr der zwischen den Rippen liegenden Schale, welche das Bestreben hat, in kurzen Wellen zu knicken. Da auf die Länge einer Welle der Stich der Wölbung sehr klein ist, wird auf den günstigen Einfluß der Wölbung verzichtet und nur mit der Sicherheit einer ebenen, in ihrer Fläche gespannten und an den Rändern festgehaltenen Platte gerechnet. Die Höhe der Rippen wird so gewählt, daß gefährliche Verbiegungen infolge der Kriecherscheinungen ausgeschlossen sind und außerdem für die gerippte Schale zwischen den Bindern eine genügende Knicksicherheit gewährleistet ist.

Auf dieser Grundlage wurden für Flugzeughallen gewaltige Gewölbe bis zu 60 m freier Trägerspannweite und 45 m Gewölbespannweite mit ganz flachen Krümmungen ausgeführt. Die Fig. 1 zeigt eines dieser Gewölbe in seiner charakteristischen einseitigen Form, wie sie sich als möglichst einfache Lösung der gestellten Aufgabe ergibt. Ein nach dem Flugplatz geöffnetes Viereck von zwei-stöckigen Werkstatt- und Büroanbauten soll möglichst flach überdeckt werden unter Einhaltung einer freien Torspannweite von 50 m. Entgegen der üblichen Anordnung ist das Gewölbe quer zur Toröffnung gestellt, so daß der Schalenträger mit seinem großen Trägheitsmoment die freie Toröffnung überspannt. Nach hinten ist er auf die Höhe der Anbauten heruntergezogen und liegt auf einer Reihe dünner Pendelstützen auf. Der rückwärtige Anbau erhält also durch das Gewölbe keinerlei horizontale Kräfte. An den Stirnwänden bzw. am Mittelbinder wird der gewaltige Horizontalschub des Gewölbes zusammengehalten. Zu diesem Zweck ist an den Stirnwänden eine Verstärkung des Gewölberandes als Zuggurt ausgebildet, welcher sich auf die Säulen des Wandfachwerkes auflegt. Der Mittelbinder ist als Zweigelenkrahmen mit einem im Boden liegenden vorgespannten Zugband konstruiert. Seine Belastungsbreite ist gleich der Torspannweite eines Feldes, d. h. im vorliegenden Fall 50 m. Er ist zwecks Schaffung einer Ausdehnungsmöglichkeit als Doppelbinder ausgebildet. Das Gewölbe wird durch dünne Rippen in Abständen von 3,60 m ausgesteift. Durch diese Rippen können auch Einzellasten von Kranbahnen in das Gewölbe eingeführt werden. Je nach den angehängten Lasten, welche bei ausgeführten Hallen bis zu 35 t betragen, werden die Rippen auch stärker ausgebildet.

Die Berechnung der Spannungen für die Einzellasten erfolgt nach der strengen Schalentheorie durch Annäherung der Einzellast mit Hilfe von Fourier'schen Reihen. Durch Messung der Deformation am fertigen Bauwerk konnten die Resultate der Rechnung bestätigt werden.

Die Tragfähigkeit der Schale für Einzellasten ist erstaunlich groß. Sie erklärt sich daraus, daß die Bogenrippe die Last durch Biegung auf eine große Breite verteilt, so daß sie von dem Schalenträger mit einem günstigen Hebelarm der inneren Kräfte nach den Bindern übertragen wird. Die unter der Last auftretenden allseitigen Druckspannungen überlagern weitgehend die Biegunzugspannungen.

Der Einfluß des Kriechens auf die Konstruktion wurde ebenfalls untersucht. Da die hocharmierten Konstruktionsteile der Ränder durch das Kriechen weniger

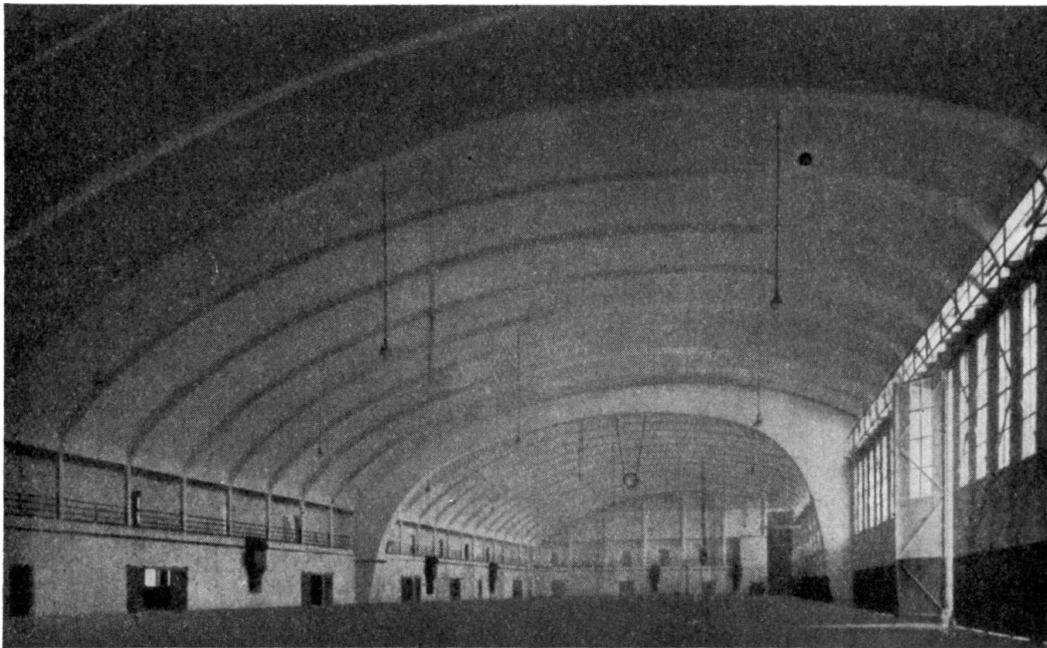


Fig. 1.

Flugzeughalle  $35 \times 100$  m Grundriß.

beeinflusst werden als die übrigen Teile der Schale, ergeben sich nicht unerhebliche Spannungsverlagerungen. Sie wurden mit guter Annäherung dadurch erfaßt, daß die Rechnung mit einem auf  $100000 \text{ kg/cm}^2$  herabgesetzten Modul der Formänderung ein zweites Mal durchgeführt wurde. Es zeigte sich sowohl in der Theorie als auch in der Praxis, daß der Gewölbescheitel nachträglich mehr einsinkt als der Randträger, der annähernd auf gleicher Höhe bleibt.

Die Konstruktion des Randträgers über dem Tor ist eine in gleicher Weise schwierige wie interessante Aufgabe. Erstens muß durch den Randträger die ganze Belichtung der Halle erfolgen, denn das hochliegende einseitige Licht erzeugt die auffallend gleichmäßige Belichtung des Raumes. Zweitens hat dieser Randträger neben seiner vertikalen Belastung als Zugglied des Schalenträgers eine Zugkraft von rd.  $1000 \text{ t}$  aufzunehmen, die vom Auflager bis zur Feldmitte parabolisch anwächst.

Gerade in Bezug auf die Lichtführung wurden an diesen Hallen wertvolle Erkenntnisse gesammelt, die darauf hinauslaufen, daß man mit einer wesentlich kleineren Fensterfläche den gleichen Lichteffect erzielt wie bei den üblichen ringsum laufenden Lichtbändern. Eine Hauptursache liegt in der Verminderung der Blendwirkung, die dem Auge gestattet, die vorhandene Lichtfülle wirklich aufzunehmen, eine zweite Ursache sind die hellen Gewölbefflächen, welche, soweit sie tiefer als das Lichtband liegen, direktes Licht erhalten und gerade in den



Fig. 2.

Fachwerkträger über dem Tor nach der Ausrüstung.

rückwärtigen Teilen der Halle eine sehr wirksame zusätzliche Lichtquelle bilden. Es wurde so erreicht, daß bei 12 % Lichtfläche und 45 m Hallentiefe bei geschlossenen Toren feinmechanische Arbeiten ausgeführt werden können.

Die konstruktive Lösung für den Randträger erfolgt durch Anordnung eines Eisenbetonfachwerkträgers besonderer Konstruktion. Fachwerkträger wurden im Ausland mehrfach ausgeführt, indem man ähnlich wie im Stahlbau die Nebenspannungen des Trägers vernachlässigte. In Deutschland sind solche Konstruktionen nicht durchführbar, da die Einhaltung der zulässigen Beanspruchungen bei Einschluß aller Nebenspannungen verlangt wird. Weiterhin ist die Verankerung von Eisen in Zugzonen unzulässig. Diese erschwerenden Bedingungen werden dadurch erfüllt, daß die Zugstäbe des Fachwerkträgers erst nach dem Ausrüsten ummantelt werden (Fig. 2). Da die Zugstäbe als Bündel von Rundeisen ausgeführt sind, können sie die erforderlichen Winkeldrehungen zwanglos mit-

machen. Außer den Nebenspannungen konnten durch dieses Verfahren auch die Betonzugspannungen weitgehend vermindert werden, obwohl für die Zugglieder hochwertiger Stahl mit  $2100 \text{ kg/cm}^2$  Spannung verwendet wird. Als System für den Fachwerkträger werden Zugdiagonalen und Druckpfosten verwendet, welche harmonisch in die Aussteifungsrippen der Schale einlaufen. Sie haben die Nebenaufgabe, die Winddrücke der Torfront in das Gewölbe einzuführen. Für die Zugstäbe werden starke Rundeisen in geringer Zahl verwendet, die in den betonierten Knotenpunkten mittels Muttern und Platten verankert werden. In jedem Knoten wird die gesamte Kraft der Diagonale verankert, nachdem sie in einem schlanken Bogen durch den Knoten geführt worden sind. Die Gegenkraft des Untergurtes wird ebenfalls durch den Knoten geführt und auf der anderen Seite

verankert. Hierdurch steht der Knotenpunkt unter starker Druckspannung und ist befähigt, den Ausgleich der Stabkräfte vorzunehmen. Bei der Verankerung der Kräfte wird der schmalen Diagonale der innere Teil des Knotens und dem breiteren Untergurt der äußere Teil zugewiesen. Die Bewehrungseisen lassen sich deshalb ohne Schwierigkeit verlegen. Zur Vermeidung von unerwünschten Exzentrizitäten werden eiserne Montageplatten eingebaut, so daß eine große Genauigkeit der Ausführung gewährleistet ist. Aus diesem Grunde können die Pfosten so schlank ausgeführt werden, daß sie aus den Nebenspannungen keine Biegezugspannungen erhalten.

Die Wirtschaftlichkeit des Fachwerkträgers ergibt sich neben der Ausnützbarkeit des hochwertigen Stahls aus der beträchtlichen Ersparnis an Gewicht bei einer gleichzeitigen Steigerung der Steifigkeit nach jeder Richtung. Die für Schalenträger möglichen Spannweiten können durch die Anwendung des Fachwerkträgers beträchtlich vergrößert werden.

Aus der Fülle der in den letzten Jahren erfolgten Ausführungen von Schalendächern habe ich das beschriebene Beispiel ausgewählt, weil es das in Deutschland entwickelte System des zylindrischen Schalengewölbes in einer besonders einprägsamen Form und Größe zeigt. Mit jeder Steigerung der Größe und Schwierigkeit der Bauaufgaben müssen wir unsere Kenntnisse über die theoretischen Grundlagen, die Arbeitsmethoden und nicht zuletzt über das Konstruktionsmaterial vertiefen. Gerade in der Kenntnis des Materials haben wir aus dem Ausland sehr wertvolle Anregungen erhalten. Es ist zu hoffen, daß dieser Nutzen ein gegenseitiger ist und zur Bereicherung der Ingenieurkunst beiträgt.

## IVa 2

### Modellversuche zur Bestimmung der zweckmäßigen Anordnung der Bewehrungen.

### Recherches expérimentales des systèmes d'armatures rationnelles.

### Experiments on Models to Determine the Most Rational Type of Reinforcement.

Dr. Ing. V. Tesař,  
Paris.

Die Bewehrungen nach der Richtung der stärksten Zugbeanspruchung anzuordnen, ist eine grundlegende und unbedingt zu erfüllende Voraussetzung für die sachgemäße Ausführung von Eisenbetonbauten. Obwohl diese Bedingung unumstritten ist, wird sie in der Praxis nur unvollkommen erfüllt.

Besonders bei *Schalenkonstruktionen* gehen die Berechnungen von gewissen Annahmen aus, die nicht vollkommen gerechtfertigt sind. Infolgedessen vermögen die Ergebnisse dieser Berechnungen den wirklichen Spannungszustand nur unvollkommen wiederzugeben.

Messungen an Bauwerken oder Modellen, deren Bewehrungen bereits auf Grund solcher Rechnungsergebnisse angeordnet sind, vermögen nicht mehr zu zeigen als ob *das angewandte Bewehrungssystem ausreichend ist oder nicht*.

Dagegen ist es nicht möglich, auf Grund solcher Versuchsergebnisse darüber zu urteilen, ob das angewandte Bewehrungssystem zweckmäßig ist oder nicht.

Der vorliegende Diskussionsbeitrag soll darauf hinweisen, daß es möglich ist, durch fotoelastische Messungen an Modellen die zweckmäßigste Anordnung der Bewehrungen unmittelbar zu bestimmen. Das foto-elastische Meßverfahren, das seit mehr als hundert Jahren bekannt ist, ist in die Praxis des Ingenieurs vor etwa 36 Jahren durch den bedeutenden französischen Ingenieur und Gelehrten *Mesnager* eingeführt worden. Seitdem ist das Anwendungsgebiet des Foto-elastischen Meßverfahrens dank der bemerkenswerten Arbeiten von *Coker*, *Filon* u. a. Forschern auf die gesamte Konstruktionstechnik ausgedehnt worden. Bezüglich des Schrifttums verweise ich auf meinen letzten Aufsatz im 4. Band der Abhandlungen.

Räumliche Probleme, ebene oder gekrümmte, können durch geeignete Anordnung der Versuche ebenfalls gelöst werden, und zwar sowohl für dünnwandige, schalenartige Konstruktionen, wie auch für dickwandige Konstruktionen.

Um meine Redezeit nicht zu überschreiten, gehe ich unmittelbar zu einem Beispiel über:

Fig. 1 zeigt die Auslegerbrücke in Bry-sur-Marne.

In der Umgebung von Paris sind bereits mehrere Brücken dieser Art gebaut worden.

Die Auskragung beträgt auf jeder Seite 22,5 m, der mittlere angehängte Teil mißt 22 m. Die lichte Weite dieser Brücke beträgt mithin 67 m. Der Überbau übt keine Schubkräfte auf die Pfeiler aus. Der Ausleger ist in einem vierseitigen Rahmen eingespannt, der eine Durchfahrt von 3,5 m Höhe und 8 m Breite für die Uferstraße freiläßt. In der Verlängerung des unteren Riegels dieses Rahmens ist eine Platte angeordnet, deren Erdauflast die Standsicherheit des Auslegers gewährleistet.

Der Service des Ponts & Chaussées du département de la Seine (MM. l'Inspecteur général Levailant, l'Ingénieur des Ponts & Chaussées Gaspard, l'Ingénieur

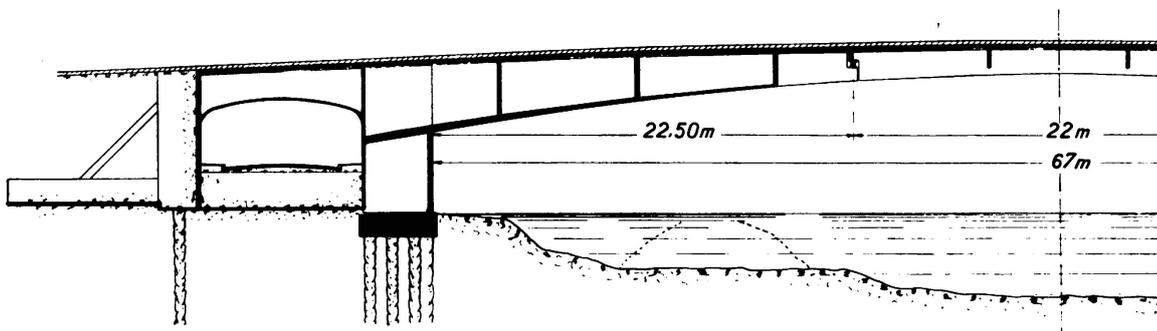


Fig. 1.

des travaux publics Peyronnet) hat das Versuchslab der Ecole Nationale des Ponts & Chaussées in Paris gebeten, gelegentlich der Durchführung dieser Brücke (Unternehmung: Schwartz-Hautmont), Untersuchungen an einem Modell durchzuführen.

Zweck dieser Untersuchungen war es, sich zu vergewissern, ob die auf Grund der üblichen Berechnungen gewählte Anordnung der Bewehrung nicht Anlaß zu Rißbildungen geben würde, wie man sie in zwei Fällen bei ähnlichen Brücken, die früher errichtet worden sind, beobachtet hat.

Nachstehend folgt eine knappe Beschreibung dieser Versuche.

Das Modell ist in Xylonit ausgeführt. Die Abmessungen der Brücke sind im Modell im Maßstab 1:100 getreu wiedergegeben worden, um die Ähnlichkeit des Formänderungszustandes am Bauwerk und am Modell zu gewährleisten. Abgesehen von den Verstärkungen, die den Druckplatten der Plattenbalken entsprechen, haben wir im Modell Verstärkungen zur Wiedergabe der Bewehrung überall dort angebracht, wo der Bewehrungsgehalt 2% überschreitet.

Bei früheren Untersuchungen haben wir festgestellt, daß es zur Erzielung einer guten Ähnlichkeit der elastischen Vorgänge praktisch überflüssig ist, die Bewehrungen bei der Herstellung von Modellen aus homogenem Stoff zu berücksichtigen, solange das Bewehrungsverhältnis nicht mehr als 2% beträgt.

Wir haben uns davon überzeugen können, daß die größere Zugzone des homogenen Stoffes ohne weiteres das Fehlen der Bewehrungen im Modell aufwiegt, solange das Bewehrungsverhältnis die angegebene Grenze nicht überschreitet. Sobald jedoch die Bewehrungsmenge größer wird, muß auch im

Modell aus homogenem Stoff eine größere Widerstandsfähigkeit der Zugzone geschaffen werden.

Dies kann geschehen entweder durch Verdickung des Modellquerschnittes oder Aufschießen von Bewehrungen auf das Modell an den Stellen, wo im Eisenbetonbauwerk die Bewehrung 2% des Betonquerschnittes überschreitet.

Im vorliegenden Falle wurden Verdickungen des Modellquerschnittes gewählt. Die Querschnitte der Verstärkungen sind so bemessen worden, daß sie dem 10- bis 15-fachen Querschnitt derjenigen Bewehrungsmenge entsprechen, die 2% des Betonzugquerschnittes überschreitet.

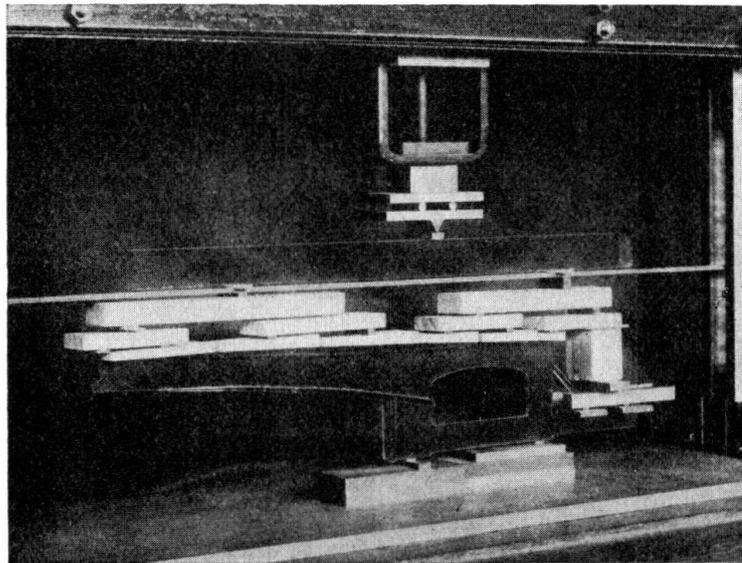


Fig. 2.

Nach diesen Grundsätzen ist das Modell für die vorliegenden Untersuchungen konstruiert worden (Fig. 2).

Das Modell ist einer Belastung unterworfen worden, die der vollen Belastung des Auslegers und der geringsten Belastung der übrigen Bauteile entsprach.

Fig. 3 gibt den ersten Versuchsabschnitt wieder: Linien gleicher Spannungsrichtung (Isoclinen), die der geometrische Ort aller derjenigen Punkte sind, in denen die Richtungen der Hauptspannungen nach den Polarisationsplänen orientiert sind, deren Schema in der rechten Ecke unterhalb des Bildes aufgetragen ist.

Mit Hilfe der Fig. 3 haben wir die zugehörigen Hauptspannungstrajektorien (Isostaten) in Fig. 4 gezeichnet. Wir bezeichnen die Spannungen parallel zu den gestrichelten bzw. ausgezogenen isostatischen Linien mit  $v_1$  bzw.  $v_2$ .

Fig. 5 liefert uns die quantitative Lösung des Problems. Sie enthält Linien der Druck- und Zugspannungen, aus denen man die Momente, die Normalkräfte und die Querkräfte für einen beliebigen Querschnitt ermitteln kann.

In den Fig. 6 und 7 haben wir die Isoklinen und Isostaten des rechten Pfeilers und der in diesem Pfeiler eingespannten Träger in vergrößertem Maßstabe dargestellt mit Einzelheiten, die in den Fig. 3 und 5 nicht gezeichnet werden konnten.

Auf diesen Zeichnungen fehlen die Isostaten an denjenigen Stellen, wo im Bauwerk Druckplatten vorhanden sind.

Da bei der vorliegenden Untersuchung Beobachtungen nur in einer einzigen Richtung waagrecht und normal zur Mittelebene des Modells vorgenommen

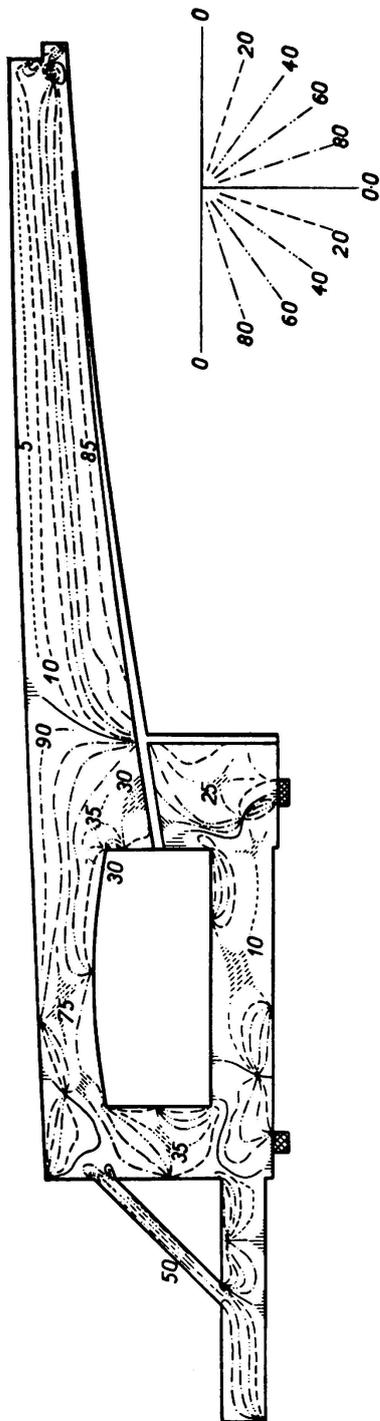


Fig. 3.

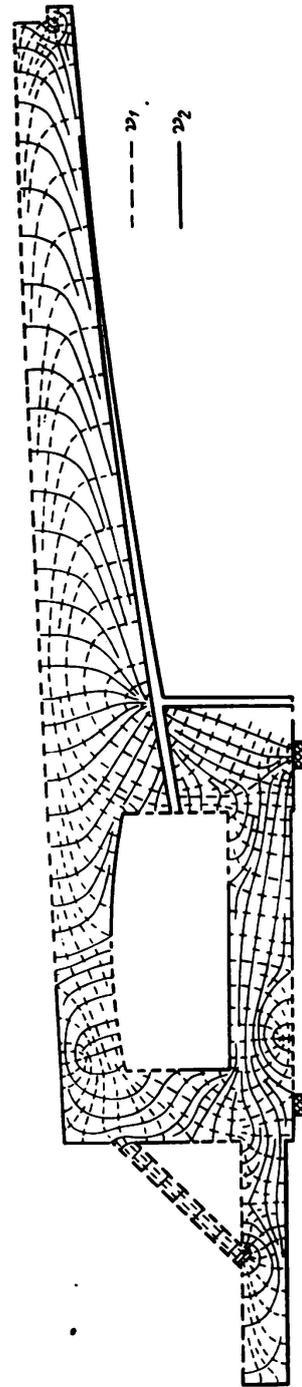


Fig. 4.

worden sind, war es nicht möglich, die Vorgänge in den Druckplatten näher zu verfolgen, wo zu den Spannungen  $v_1$  und  $v_2$  noch die Spannung  $v_3$  hinzukommt. Diese 3. Spannung ruft Abweichungen hervor, die durch Beobachtung

in nur einer Richtung nicht ermittelt werden können, weil sie über die Dicke der Platte nicht gleichmäßig verteilt ist.

Man könnte die Spannungen in den Druckplatten durch den Versuch nur dann bestimmen, wenn man Glasmodelle in größerem Maßstabe verwenden und außerdem in verschiedenen Richtungen beobachten würde.

Fig. 9 enthält die Linien gleicher Spannungen  $v_1$ . Die in den Fig. 8 und 9 angeschriebenen Zahlenwerte bedeuten  $t/m$ . Um daraus die mittleren Querschnittsspannungen in  $kg/cm^2$  zu erhalten, genügt es, die Zahlenwerte von  $v_1$  oder  $v_2$  durch  $10e$  zu teilen, wobei  $e$  die Querschnittsdicke des wirklichen Bauwerkes in  $m$  bedeutet.

Wir haben in Fig. 8 die Linien gleicher Spannungen  $v_1$  als *strichpunktierte* Linien gezeichnet, wo es sich um *Zugspannungen* handelt, und *ausgezogen*, wo es sich um *Druckspannungen* handelt. Man sieht, daß die  $v_1$  Zugspannungen sind mit Ausnahme von vier schraffierten Gebieten, wo sie Druckspannungen sind.

Andererseits ersieht man aus Fig. 9, daß die Spannungen  $v_2$  überall Druckspannungen sind mit Ausnahme eines einzigen Gebietes, wo Zug herrscht.

Als praktische Schlussfolgerung ergibt sich, daß die Isostaten in den Fig. 5

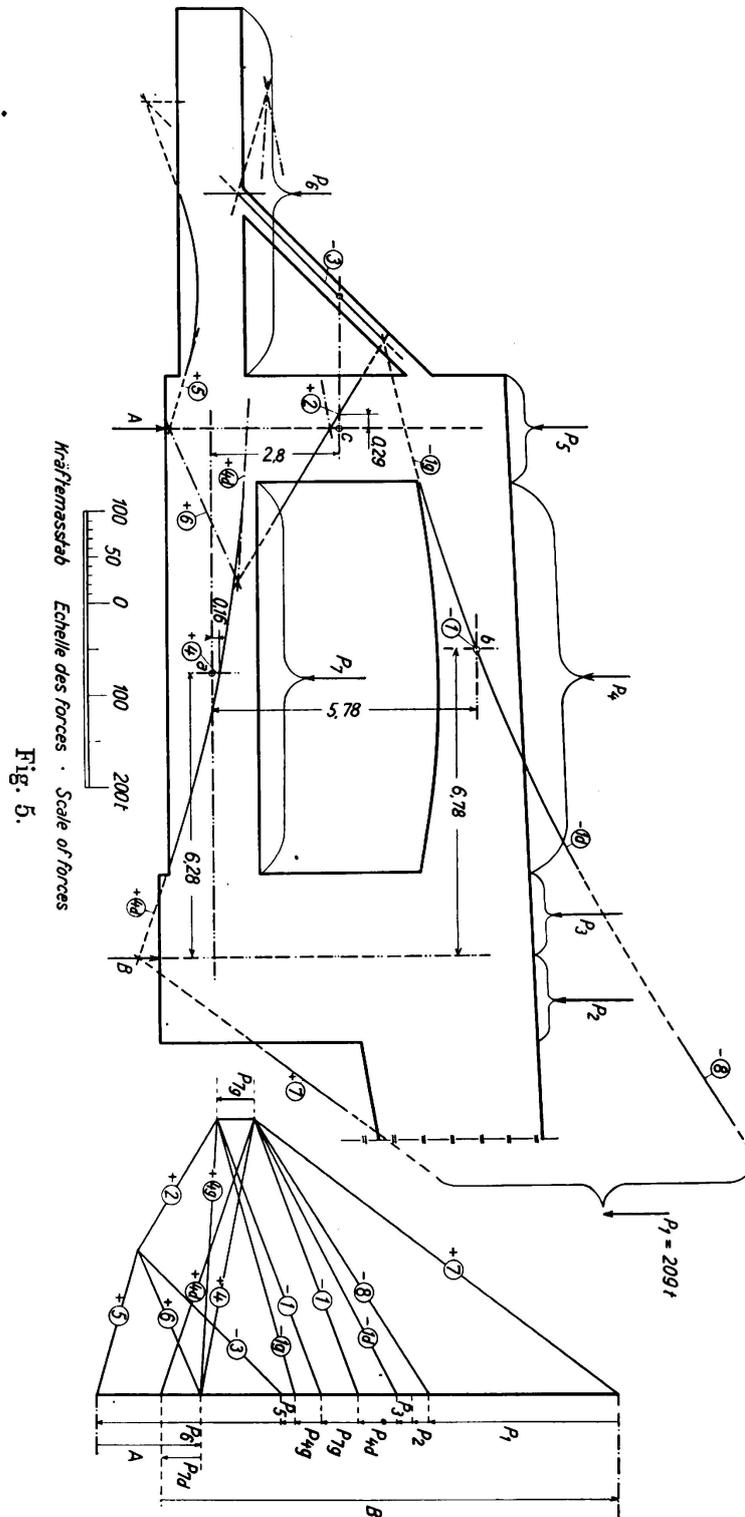


Fig. 5.

und 8 die Anordnung der Bewehrung nicht bestätigen, die sich aus den klassischen Berechnungen ergeben würde.

Der Versuch zeigt außerdem, daß nicht unbeachtliche Zugspannungen im Beton in Gebieten vorhanden sind, wo die übliche Berechnung annimmt, daß überhaupt keine Zugkräfte im Beton auftreten, weil die gesamten Zugkräfte von

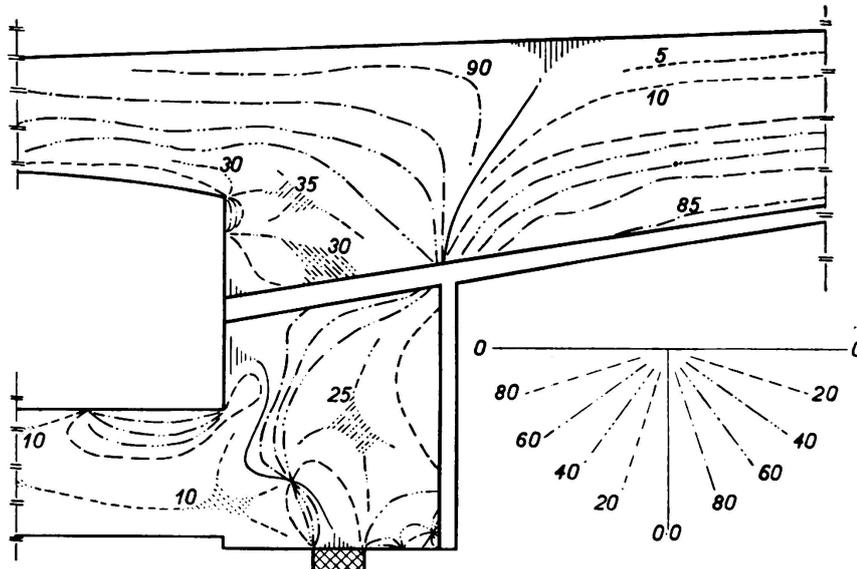


Fig. 6.

den in der Nähe des gezogenen Querschnittsrandes angeordneten Bewehrungen aufgenommen werden.

Um die Gefahr der Rißbildung zu beseitigen, oder um die etwa entstehenden Risse mindestens auf ein praktisch unbedeutendes Maß herabzudrücken, empfiehlt

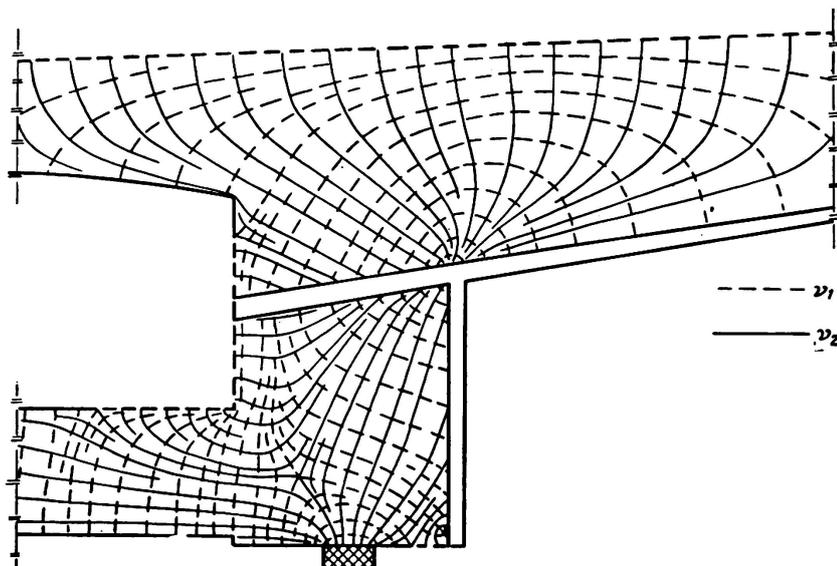


Fig. 7.

es sich sehr, die Bewehrungen in Übereinstimmung mit dem Verlauf der Zugisostaten anzuordnen. Es ist zweckmäßig außer den Hauptbewehrungen (in der Nähe des gezogenen Querschnittsrandes), die sich aus der üblichen Be-

rechnung ergeben, Bewehrungen im Zwischenraum zwischen der Betondruckzone und den Hauptbewehrungen dort hinzuzufügen, wo die Zugspannungen nach den Fig. 6 und 7 größer sind, als die für Eisenbeton zulässigen Spannungen.

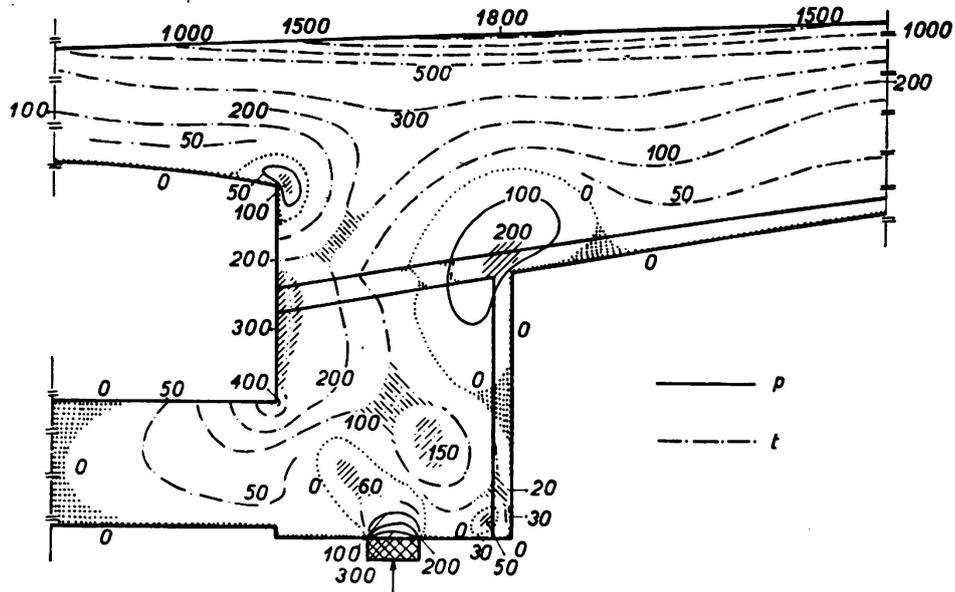


Fig. 8.

Linien gleicher Spannungen,  $v_1$ -Werte in t/m.

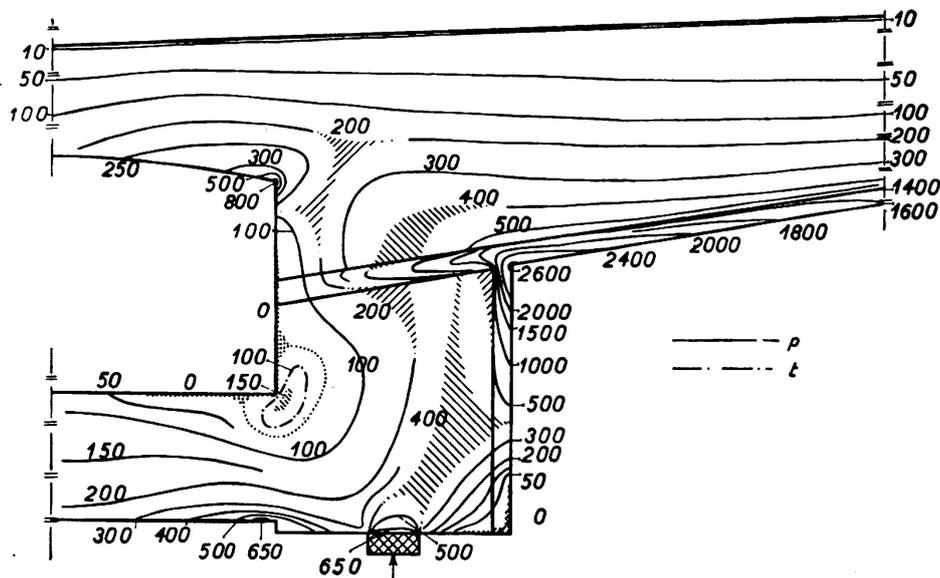


Fig. 9.

Linien gleicher Spannungen,  $v_2$ -Werte in t/m.

Zum Schluß erinnere ich noch daran, daß die foto-elastischen Untersuchungen ganz allgemein auch gestatten, die Vorspannungen zu bestimmen, die die Bewehrungen erhalten müssen und deren Wirksamkeit zu beurteilen, um günstige Vorspannungen im Beton zu erzielen.