

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

Band: 1 (1932)

Artikel: Scheiben und Schalen im Eisenbetonbau

Autor: Petry, Wilhelm

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-450>

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 15.02.2026

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

II 4

SCHEIBEN UND SCHALEN IM EISENBETONBAU

PAROIS ET VOÛTES MINCES EN BÉTON ARMÉ

SLABS AND STRUCTURES WITH THIN PARTITIONS

Dr.-Ing. Wilhelm PETRY,
Geschäftsführendes Vorstandsmitglied
des Deutschen Beton-Vereins, Oberkassel-Siegkreis.

Die neueste Entwicklung ist gekennzeichnet durch die Verwendung von räumlichen Tragwerken. Bei derartigen räumlichen Gebilden wird die Lastübertragung im wesentlichen nur durch Dehnungskräfte bewirkt, während die Biegungsspannungen im Gegensatz zu dem ebenen Problem fast keine Rolle spielen. Infolgedessen können auf diese Weise im Eisenbetonbau grosse Spannweiten mit geringem Baustoffaufwand überbrückt werden. Wohl das bekannteste und oft angewendete Raumgebilde ist die Rotationsschale, mit der sich jedoch nur runde Grundrisse überspannen lassen. Dem Bedürfnis entsprechend ist dann in neuerer Zeit auch die Ueberdachung von rechteckigen und viereckigen Grundrissen mit Schalen gelungen, die sowohl einfach wie auch doppelt gekrümmmt ausgebildet werden können und zur Erzielung der räumlichen Kräftewirkung durch Scheiben ausgesteift werden müssen. In den letzten Jahren ging ferner das Bestreben dahin, auch die räumliche Kräftewirkung von solchen Flächentragwerken auszunutzen, die aus ebenen Scheiben zusammengesetzt sind. Diese aus Scheiben zusammengesetzten Flächentragwerke sind für Silo- und Hallenbauten von wesentlicher Bedeutung.

I. Scheiben.

1. Die tragende Wand als ebene Scheibe.

Während bei den in den vorhergehenden Berichten behandelten kreuzweise bewehrten Platten und bei den Pilzdecken in erster Linie die Biegungswirkung senkrecht zur Plattenebene in Frage kommt, handelt es sich bei den Scheiben vorzugsweise um die Beanspruchung in der Scheibenebene, also um das Problem der tragenden Wand, d. h. eines Trägers, dessen Höhe h im Verhältnis zur Spannweite l gross ist. Deckenplatten wirken in waagerechter Richtung als Scheiben bei Aufnahme und Uebertragung von Windkräften.

Die Ausnutzung der Tragfähigkeit von Wänden ist im Eisenbetonbau nicht neu. Die Anwendung in der Praxis war jedoch früher in vielen Fällen unbe-

wusst, oder die inneren Spannungen solcher Tragwände wurden — z. B. im Bunkerbau — auf Grund von mehr oder weniger willkürlichen Näherungsannahmen berechnet, da Untersuchungen über den tatsächlichen Spannungsverlauf nicht bekannt waren.

Neben vielen Silobauten, bei denen ausser den Silowänden noch besondere Abfangträger angeordnet waren, wurden auch viele Bauten ausgeführt, bei denen die Tragwirkung der Silowände nur auf Grund eines sicheren Konstruktionsgefühles richtig ausgenutzt wurde.

Ein Beispiel ist der von der Wayss und Freytag A.-G. ausgeführte Zementsilo in Hagendingen¹ (Abb. 1). Die geneigten Rutschflächen sind zum Teil durch inneres Aufbetonieren auf ebene Böden, zum Teil dadurch erhalten wor-

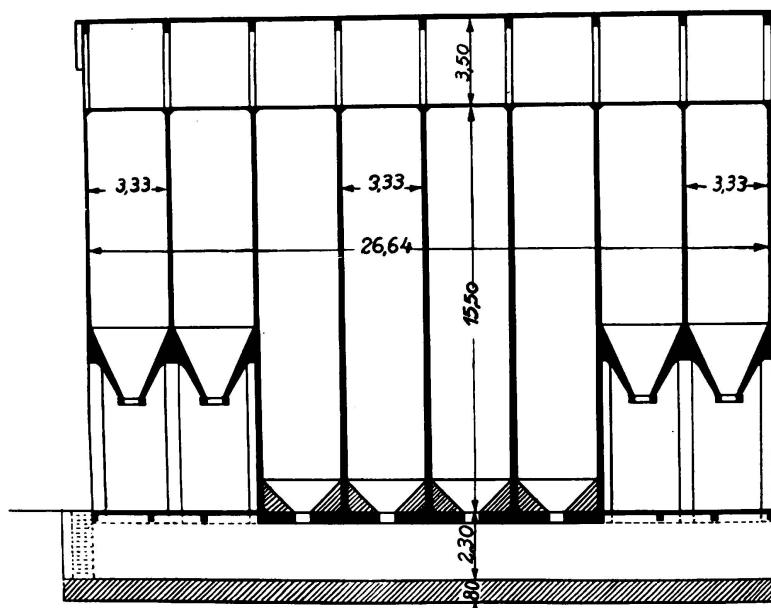


Fig
Zementsilo in Hagendingen.
Silo à ciment à Hagondange.
Cement Silo in Hagendingen.

den, dass die Trichter als hängende Pyramiden aus Eisenbeton ausgebildet wurden. Zur Ermittlung der Eiseneinlagen wurde ein geschätzter Teil der Wandhöhe als Träger berechnet, in den auch die Aufhängeisen für die Trichter hineingeführt sind. In Abb. 2 sind die Trichtereisen, die Aufhängung an den Wänden und die Trägerbewehrung der Wände zu sehen. Mit Rücksicht auf die grossen Querkräfte, die in den Wänden im Anschluss an die Säulen wirken, sind die Wände unten verbreitert und die Trägereisen abgebogen.

Bei der Berechnung derartig hoher Wände als Träger ist es naturgemäß für die Bestimmung der Eiseneinlagen von wesentlicher Bedeutung, welche Höhe der Wand als Träger in Anrechnung gebracht wird. Auf der II. Internationalen Tagung für Brückenbau und Hochbau 1928 in Wien wurden von Dr.-Ing. CRAEMER die Ergebnisse einer statischen Untersuchung eines hohen

¹ Dr.-Ing. E. Mörsch. Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung. 4. Aufl. S. 618, Abb. 682 u. S. 619, Abb. 684. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart.

wandartigen Trägers bekannt gegeben¹, der sich bei feldweise wechselnder Belastung über unendlich viele Felderreihen erstreckt. In der Zwischenzeit sind auch die zugehörigen mathematischen Unterlagen veröffentlicht worden². Der von Dr.-Ing. CRAEMER behandelte Belastungsfall bei feldweise wechselnder Belastung ist ein Spezialfall einer von Dr.-Ing. BLEICH im Jahre 1923 veröffentlichten Arbeit³.

Diese Arbeit, die die Unterlagen für die Berechnung von durchlaufenden wandartigen Trägern enthält, ist von den Eisenbeton-Ingenieuren wohl des-

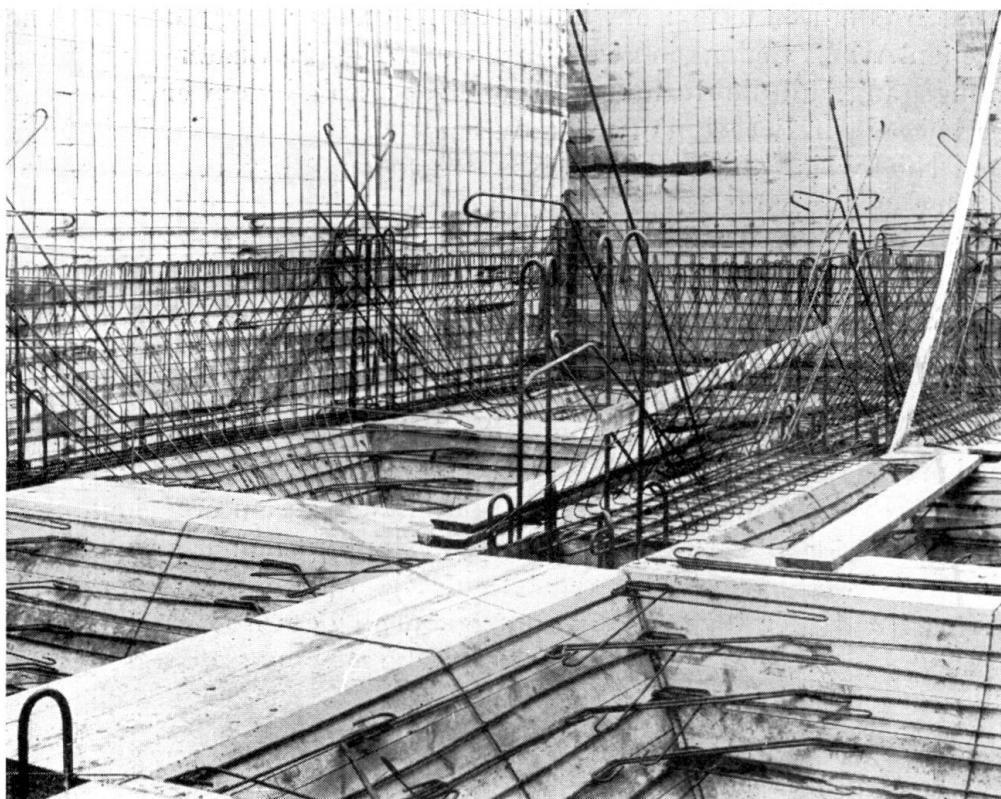


Fig. 2.

Zementsilo in Hagendingen. Aufhängung der Trichtereisen. Trägerbewehrung der Wände.
Silo à ciment à Hagondange. Suspension des fers de la trémie. Armature de poutre dans la paroi.
Suspension of the Hoppers. Beam Reinforcements of the Walls.

halb nicht besonders beachtet worden, weil sie auf den Stahlbau und vor allem auf die Lagerberechnung zugeschnitten ist.

Das Problem ist übrigens schon 1903 von L. N. G. FILON⁴ behandelt worden.

1. Dr.-Ing. CRAEMER. Spannungen in hohen, wandartigen Trägern unter besonderer Berücksichtigung des Eisenbeton-Bunkerbaues. Bericht über die II. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau, S. 706. Verlag von Julius Springer, Wien, 1929.

2. Dr.-Ing. CRAEMER. Spannungen in wandartigen Trägern bei feldweise wechselnder Belastung. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik 1930, Bd. 10, Heft 3.

3. Dr.-Ing. F. BLEICH. Der gerade Stab mit Rechteckquerschnitt als ebenes Problem. Zeitschrift «Der Bauingenieur», 1923, S. 255.

4. L. N. G. FILON. On an approximate solution of the bending of a beam of rectangular cross-section under any system of load. Phil. Transactions of the Royal Soc., London, 1903, Serie A, Vol. 201, S. 63.

Die Ausführungen von Filon sind jedoch sehr weitläufig und umständlich, während Dr.-Ing. BLEICH durch die Anwendung der Airyschen Spannungsfunktion eine kurze Fassung gelungen ist, die auch eine leichte Durchführung der Berechnung zulässt.

Ferner wurde das Problem der tragenden Scheiben im Jahre 1923 auch von Prof. Dr.-Ing. BORTSCHI behandelt¹, und zwar unter Zugrundelegung des strahligen Spannungszustandes, der von einer Einzelkraft auf die unendlich ausgedehnte halbe Scheibe ausgeübt wird. An den Vortrag von Dr.-Ing. CRAEMER auf der II. Internationalen Tagung für Brückenbau und Hochbau 1928 in Wien schloss sich eine Diskussion an, in der Prof. Dr.-Ing. BORTSCH auf Grund seiner eigenen Arbeit Bedenken gegen den von Dr.-Ing. CRAEMER vorgetragenen Rechnungsgang und die Rechnungsergebnisse erhob, indem er darauf hinwies, dass er bei seinen Berechnungen zu wesentlich anderen Ergebnissen gelangt sei. Den Nachweis, ob die Ergebnisse der Rechnung von Dr.-Ing. CRAEMER, die mit denjenigen von Dr.-Ing. BLEICH übereinstimmen, oder die Ergebnisse der Arbeit von Prof. Dr.-Ing. BORTSCH richtig sind, muss noch erbracht werden².

Mit dem Berechnungsverfahren von Dr.-Ing. BLEICH lassen sich durchlaufende Träger mit unendlich vielen Öffnungen bei beliebigem Eigengewicht und symmetrischer und antisymmetrischer Verkehrslast bei beliebigen Stützweiten berechnen. Schwierigkeiten ergeben sich jedoch bei Balken von begrenzter Länge. Dies veranlasste 1927 Prof. Dr. Th. v. KARMAN³ und F. R. SEEWALD, das gleiche Problem mit Hilfe von Einflusslinien zu untersuchen. Auf diese Weise gelang es SEEWALD, den Spannungszustand in hohen wandartigen Trägern in übersichtlicher Form darzustellen. Die Spannungen ergaben sich als Summe einerseits der Biegungsspannungen nach dem Navierschen Biegungsgesetz und andererseits der Spannungen, die sich aus der Einführung der Säulenlast in der Scheibe ergeben. Diese Arbeit ist auch im Handbuch für Physik⁴ auszugsweise veröffentlicht. Hiernach lassen sich gedrungene Träger nach dem Navierschen Biegungsgesetz und durch Hinzufügen der Einführungsspannungen der konzentrierten Säulenlasten, deren Grösse der Arbeit von SEEWALD entnommen werden kann, berechnen.

In seinem Bericht für den Ersten Internationalen Kongress für Beton und Eisenbeton in Lüttich 1930 hat Dr.-Ing. F. DISCHINGER⁵ darauf hingewiesen, dass bei Scheiben, die als durchlaufende Träger wirken, die Hebelarme der

1. Dr.-Ing. BORTSCH. Spannungen in Silowänden. Festschrift zum 70. Geburtstag von Melau, 1923.

2. In Vorbereitung zum selben Thema:

Dr.-Ing. F. DISCHINGER. Beitrag zur strengen Theorie der Halbscheibe und des gedrungenen wandartigen Balkens. Wissenschaftliche Beiträge, Band I.

3. Ueber die Grundlagen der Balken-Theorie, Abhandlung aus dem Aerodynamischen Institut der Technischen Hochschule Aachen, Heft 7 und SEEWALD: Die Spannungen und Formänderungen von Balken mit rechteckigem Querschnitt, Abhandlung aus dem Aerodynamischen Institut der Technischen Hochschule Aachen.

4. Dr.-Ing. J. W. GECKELE. Handbuch für Physik. Bd. 6, Elastostatik S. 204.

5. Dr.-Ing. Franz DISCHINGER. Eisenbetonschalendächer Zeiss-Dywidag zur Ueberdachung weitgespannter Räume. Erster Internationaler Kongress für Beton und Eisenbeton, Lüttich, 1930. Verlag La Technique des Travaux, Lüttich.

inneren Kräfte über den Stützen geringer sind wie im Feld, und zwar umso mehr, je schnäler die Säulen im Verhältnis zur Stützweite werden. Dieser Gesichtspunkt ist bei der Bemessung der Bewehrung von Bedeutung.

Ungelöst war aber noch das Problem einer rechteckigen Scheibe, die als frei aufliegender Träger zwischen zwei Stützen wirkt. Hier versagen die Mittel der strengen Theorie, weil es nicht möglich ist, die Randbedingungen an allen 4 Rändern gleichzeitig zu erfüllen. Die Lücke wird durch eine Arbeit von Dr.-Ing. HERMANN BAY¹ geschlossen, die zur Erfüllung dieser Randbedingungen an den 4 Rändern die Differentialgleichungen durch Differenzengleichungen ersetzt. Diese Lösung ist naturgemäß nur eine Näherung, die an Genauigkeit von der Anzahl der zugrunde gelegten Maschen abhängt.

Die erhaltenen Rechnungsergebnisse wurden durch polarisationsoptische Versuche geprüft und als richtig befunden. Es ergibt sich, dass bei der freiaufliegenden Wand nur ein quadratisch begrenzter Teil über der Unterkante der Wand bei der Aufnahme der Biegsungs- und Schubspannungen mitwirkt. Bei jeder freiaufliegenden Wand, bei der die Höhe grösser ist als die Spannweite, wirken die über diesem Quadrat liegenden Teile nicht mit, und im Falle oben liegender gleichmässig verteilter Last wird diese Last von der Wand wie von gleichmässig belasteten neben einander gestellten Säulen nach dem erwähnten Quadrat, durch das die Trägerwirkung erreicht wird, abgetragen. Bei einer Einzellast an der Trägeroberseite wird die Einzellast zuerst in die Wand hinein verteilt, sodass diese in ihrem unteren Teil wie ein mit gleichmässiger Last beanspruchter Träger wirkt. Bei Eigenlast sind die Drucklinienverhältnisse ähnlich denen für einen wandartigen Träger mit gleichmässiger Belastung an der Oberseite. Ein Vergleich des in Abb. 3 wiedergegebenen von Dr.-Ing. BAY entwickelten Bewehrungsbildes für mehrfeldrige Silowände mit der Bewehrung in Abb. 2 zeigt eine weitgehende Uebereinstimmung.

2. Miteinander verbundene, in verschiedenen Ebenen liegende Scheiben.

Verbindet man zwei oder mehrere Scheiben miteinander in den Längskanten, so entsteht ein Flächentragwerk, dessen einzelne Scheiben einen einheitlichen Träger bilden, dessen Spannungen sich jedoch noch viel weniger wie die der einzelnen Scheiben nach dem Navierschen Biegungsgesetz berechnen lassen.

1. Dr.-Ing. HERMANN BAY. Ueber den Spannungszustand in hohen Trägern und die Bewehrung von Eisenbetontragwänden. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1931.

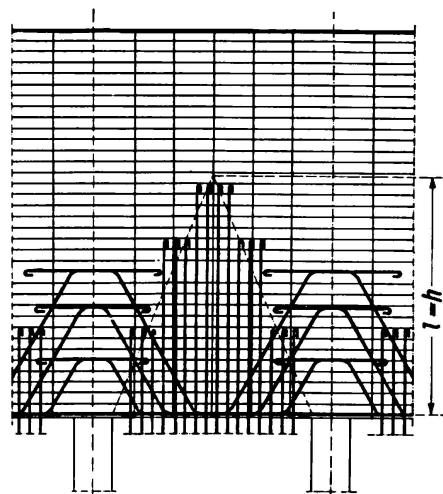


Fig. 3.
Bewehrungsbild für mehrfeldrige Silowände, nach Dr.-Ing. BAY.
Plan de l'armature pour des parois à plusieurs panneaux, d'après le Dr. Ing. BAY.
Reinforcement Plan for Silo Walls with several Panels, by Dr.-Ing. BAY.

Ein Vergleich des in Abb. 3 wiedergegebenen von Dr.-Ing. BAY entwickelten Bewehrungsbildes für mehrfeldrige Silowände mit der Bewehrung in Abb. 2 zeigt eine weitgehende Uebereinstimmung.

Das Hauptanwendungsgebiet dieser Flächentragwerke bildet der Bunkerbau, bei dem die Wände und der Trichterboden zusammen ein einheitliches Flächentragwerk bilden. Auf diese einheitliche Wirkung von Wand und Trichterboden und die damit verbundene Ersparnis überflüssiger Balken unterhalb

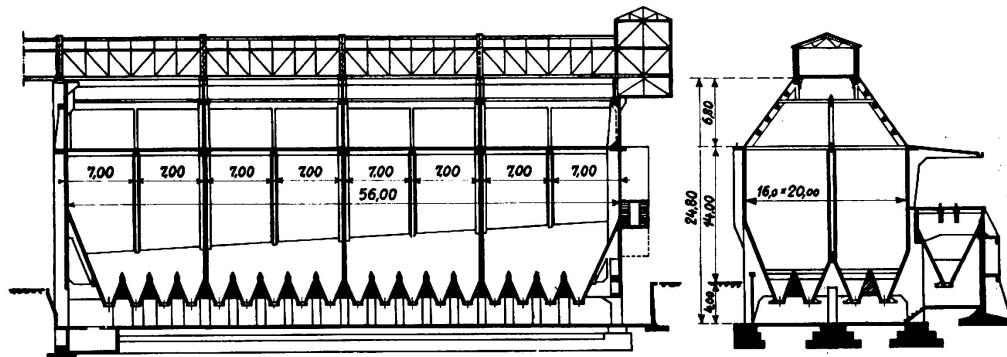


Fig. 4.
Kokskohlenbunker ohne Balken unter den schrägen Wänden.
Silo à coke sans poutres sous les parois inclinées.
Coke Bunker without Beams under the Sloping Walls.

der Schnittkanten der Scheiben hat Dr.-Ing. CRAEMER 1929 in « Beton u. Eisen » hingewiesen¹. In der Praxis waren diese Gedankengänge schon vielfach in die Tat umgesetzt². Ein Beispiel hierfür ist der in Abb. 4 dargestellte von

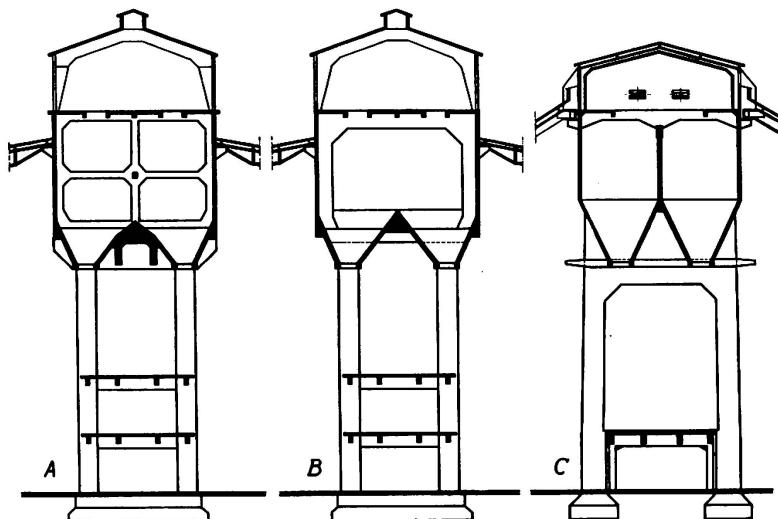


Fig. 5.
Querschnitte durch Bunker : 1915 (A), 1921 (B), 1925 (C).
Sections de trois silos : 1915 (A), 1921 (B), 1925 (C).
Cross Section through Bunkers : 1915 (A), 1921 (B), 1925 (C).

der Firma Dyckerhoff und Widmann A.-G. ausgeführte Koksbunker³. Sehr gut wird die fortschreitende Entwicklung durch den Vergleich der Bunker-Querschnitte der Abb. 5 dargestellt, die von der Firma Wayss und Freytag A.-G.

1. Dr.-Ing. CRAEMER. Scheiben und Faltwerke als neue Konstruktionselemente im Eisenbetonbau. Zeitschrift « Beton u. Eisen », 1929, Heft 13, 14, 18.

2. Vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Band 14, Abb. 99, 116, 150, 161, 186, 197, 199, 202, 205, 215, 233. Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin.

3. Vgl. Dr.-Ing. W. STARK. Kokskohlenbunker für ein grosses industrielles Werk im Rheinland. Zeitschrift « Beton u. Eisen », 1929, Heft 13, S. 244.

ausgeführt worden sind. Abb. 5A ist der Schnitt durch den Bunker I des Kraftwerkes Trattendorf, erbaut 1915. Er enthält im Innern zur Aussteifung noch ein umfangreiches System von Rippen und Querträgern, die den Seitendruck aufnehmen, jo sogar noch von Längsträgern, um wieder diese Rippen auszusteifen. Man sieht ferner die schweren Bodenträger, auf denen die Last des gesamten Bunkerinhalts ruht. Im Gegensatz dazu ist der in Abb. 5B dargestellte Bunker II in Trattendorf (erbaut 1921) schon wesentlich freier gehalten. Die Bodenträger sind verschwunden und durch die schrägen Bodenflächen selbst ersetzt. Dass dagegen die senkrechten Wände auch hier noch für sich, ohne Berücksichtigung des Zusammenhangs mit den Bodenflächen, als Träger betrachtet worden sind, zeigt sich äusserlich in den Verstärkungen am Fuss dieser Wände.

Verwirklicht aber sind die vorerwähnten neuen Erkenntnisse erst bei dem im Jahre 1923 erbauten Bunker für das Krafwerk Finkenheerd. (Abb. 5C). Bei diesem Bunker wird das gesante Tragwerk in senkrechter und waagerechter Richtung ausschliesslich von den Wand- und Bodenflächen selbst gebildet, die unter Berücksichtigung ihrer gegenseitigen Verbindung als zusammenhängendes System, also als reines Flächentragwerk, aufgefasst sind. Mit 20 cm Wand und 22 cm Bodendicke wird eine Spannweite von 13 m überwunden, ohne dass irgend welche Rippen oder Träger angeordnet sind. Die Querriegel über den Zellen sind zur Aufnahme der Förderbänder erforderlich.

Das neuartige Konstruktionsprinzip besteht in der systematischen Ausnutzung der Trägerwirkung aller Wandflächen unter Berücksichtigung ihrer gegenseitigen Verbindung. Auf das Letztere kommt es im Gegensatz zu ebenen scheibenartigen Wandträgern an. Der Zusammenhang der Wände und ihr Zusammenwirken ist das Wesentliche. Wird die senkrechte Bunkerwand belastet, so kann die mit ihr zusammenhängende schräge Bodenwand nicht spannungslos bleiben. Sie wirkt bei der Kräfteaufnahme mit, und es tritt ein Spannungsausgleich ein. Rippen längs den beiden Wänden gemeinsamen Kanten sind weder zur Aufnahme der Kräfte in der Wandebene noch solcher quer dazu erforderlich.

Die Theorie dieser « Flächentragwerke », also die Untersuchung der Frage, welche Kraftwirkungen zwischen zwei oder mehreren mit ihren Längskanten verbundenen Trägern entstehen und welche Änderungen der Spannungsverteilung diese Kraftwirkungen in den Trägern selbst hervorrufen, wurde bei Gelegenheit des Entwurfs des zuvor erwähnten Bunkers Finkenheerd von Dipl. Ing. G. EHLERS aufgestellt¹ und ebenso und mit wesentlich gleichen Ergebnissen auch von Dr.-Ing. Craemer², der derartige Tragwerke als « Faltwerke » bezeichnet, entwickelt.

Diese Flächentragwerke sind in hohem Masse statisch unbestimmt; denn an

1. Dipl.-Ing. EHLERS. « Ein neues Konstruktionsprinzip ». Zeitschrift « Der Bauingenieur », 1930, Heft 8.

Derselbe. Die Spannungsermittlung in Flächentragwerken. Zeitschrift « Beton u. Eisen », 1930, Heft 15 und 16.

2. Dr.-Ing. CRAEMER. « Allgemeine Theorie der Faltwerke ». Zeitschrift « Beton u. Eisen », 1930, Heft 15.

jeder Linie, in der zwei Scheiben zusammenstossen, treten jeweils 4 unbekannte innere Kräfte auf, und zwar ein Biegungsmoment, die zugehörige Querkraft, ein Gewölbeschub und ausserdem eine Schubkraft längs den Kanten, an denen die Scheiben miteinander verbunden werden. Massgebend für das räumliche Zusammenwirken sind die zuletzt genannten Schubkräfte. Aus diesem Grunde wurden bei beiden Arbeiten zwecks Vereinfachung der Rechnung nur diese Schubkräfte als Unbekannte eingeführt, und die Biegungsmomente und Querkräfte wurden gleichgesetzt denen einer über die Kanten des Flächentragwerkes kontinuierlich gespannten Platte.

Weiter hat Dipl.-Ing. EHLERS bei seiner Untersuchung vorausgesetzt, dass das Naviersche Gradliniengesetz für die Spannungsverteilung der einzelnen Scheiben noch gilt, d. h. dass die Trägerhöhe im Vergleich zur Stützweite nicht zu gross ist ($h : l = \sim 1 : 1,5$). Dr. Ing. CRAEMER¹ ist der Ansicht, dass

die Grenze bei $h : l = \sim 1 : 2$ liege. Man wird EHLERS¹ zustimmen müssen, wenn er die Ansicht vertritt, dass die Lösung des Problems nicht allein mit Hilfe von theoretischen Untersuchungen gefunden werden kann, die ein homogenes Material voraussetzen, sondern dass eingehende praktische Versuche hinzukommen müssen. Auch die früher erwähnten Untersuchungen von Dr.-Ing. BAY dürften hier wertvoll sein.

Wie im Bunkerbau können solche Flächentragwerke im Behälterbau, ferner auch beim Bau von Kühlturnschloten und ähnlichen Bauwerken in Frage kommen, die bei geringer Wandstärke ohne Aussteifungsrippen gegenüber hohen Winddrücken widerstandsfähig gestaltet werden sollen. Abb. 6 ist der Grundriss eines im Jahre 1923 von der Wayss und Freytag A.-G. für ein chemisches Werk erbauten Kühlturnmes. Dort wurde bereits das Problem gestellt, die Tragwirkung gegenüber Winddruck ganz in die Hochkantebene der Wände zu verlegen. Die einzelnen Wände sind ebene Scheiben, die ihren Auflagerdruck jeweils an die Ecken abgeben. Er wird aber nicht in radia

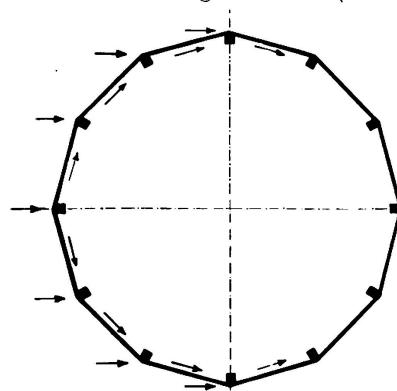


Fig. 6.
Grundrisschema eines
Kühlturnmes.
Plan schématique d'une tour
de réfrigération.
Plan of a Cooling Tower.

Kühlturnmes. Dort wurde bereits das Problem gestellt, die Tragwirkung gegenüber Winddruck ganz in die Hochkantebene der Wände zu verlegen. Die einzelnen Wände sind ebene Scheiben, die ihren Auflagerdruck jeweils an die Ecken abgeben. Er wird aber nicht in radia

1. Vgl. hierzu den Meinungsaustausch Dr.-Ing. CRAEMER -- Dipl.-Ing. EHLERS in der Zeitschrift « Der Bauingenieur », 1930, Heft 21.

Problems vorlag, wusste man bei dem Kühlurm dieser Schwierigkeit konstruktiv nicht anders zu begegnen, als durch die Anordnung der Eckrippen, die

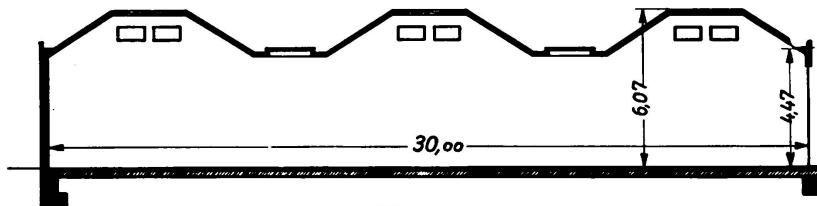
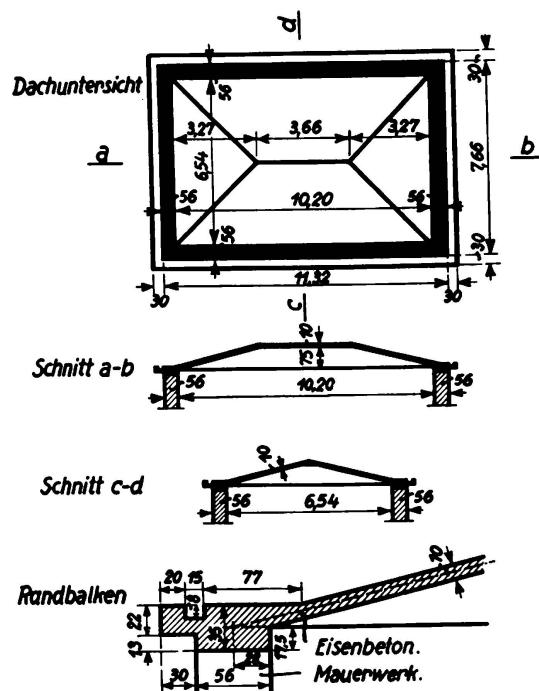


Fig. 7.
Eisenbetondach als Flächentragwerk.
Toiture en béton armé, composée uniquement par des dalles.
Reinforced Concrete Roof constructed without Beams.

als allein wirksamer- Druck- bzw. Zuggurt der Wandflächen aufgefasst wurden, während die Mitwirkung der Wandfläche selbst im Träger vernachlässigt wurde.

Ein solcher nur aus Scheiben zusammengesetzter Schlot geht bei entsprechend grosser Anzahl der Ecken dann in eine Zylinderschale über. In Form solcher Zylinderschalen sind von der Dyckerhoff und Widmann A.-G. mehrere Kühltürme ausgeführt¹.

Auch für die Gestaltung von Dächern ist das Konstruktionsprinzip der geknickten Scheiben von Bedeutung; denn durch den Fortfall aller Rippen und Verstärkungen werden Gewicht und Materialaufwand verringert. Dr.-Ing. DISCHINGER² und FINSTERWALDER haben im Jahre 1928 vorgeschlagen, bei Schalendächern die gekrümmte Querschnittskurve durch Vielecke und damit die Schale durch zusammengesetzte Scheiben zu ersetzen. Entwürfe für derartige Flächentragwerke mit ebenen aneinanderstossenden Flächen hat Dr.-Ing. CRAEMER³ veröffentlicht. In Abb. 7 z. B. beträgt die Spannweite des Daches senkrecht zur Bildebene 24 m, das Flächentragwerk ruht an seinen Enden auf Eisenbetonwänden. Eine kleinere Ausführung dieser Art ist das Dach des Pumpwerkes Gelsenkirchen-Bismarck, ausgeführt nach



Dach des Pumpwerks Gelsenkirchen-Bismarck. (Flächentragwerk).
Toiture de la station de pompage de Gelsenkirchen-Bismarck. (Construction en dalles sans poutres).
Roof of the Gelsenkirchen-Bismarck pumping station.(Structures without beams).
Randbalken = Poutre = Beam.
Eisenbeton = Béton armé = Reinforced Concrete.
Mauerwerk = Maçonnerie = Masonry.

4. Dr.-Ing. DISCHINGER u. FINSTERWALDER. « Eisenbetonschalendächer System Zeiss-Dywidag ». Zeitschrift « Der Bauingenieur », 1928, Heft 44 u. 46. Vgl. auch Handbuch für Eisenbetonbau 3. Aufl., 12. Band. « Schalen und Rippenkuppeln ». Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin.

2. Dr.-Ing. DISCHINGER und FINSTERWALDER, Eisenbetonschalendächer System Zeiss-Dywidag. Zeitschrift «Der Bauingenieur», 1928, Heft 44 und 46.

3. Dr.-Ing. CRAEMER, Scheiben und Faltwerke als neue Konstruktionselemente im Eisenbetonbau. Zeitschrift « Beton u. Eisen », 1929, Heft 14.

dem Entwurf von Dr.-Ing. CRAEMER von der Firma Strecker & Roggel G. m. b. H., Gelsenkirchen, für die Emschergenossenschaft, Essen¹. In Abb. 8 kommt der Fortfall allen Balkenwerks deutlich zum Ausdruck. Die Dachhaut besteht aus 4 ebenen, also leicht einzuschalenden Teilen, die sich in den Graten gegenseitig abstützen und daher einer besonderen Unterstützung durch Unterzüge nicht bedürfen. Die erforderliche, ringsum laufende seitliche Aussteifung konnte im Gesims untergebracht werden, sodass für dieses Dach, dessen theo-

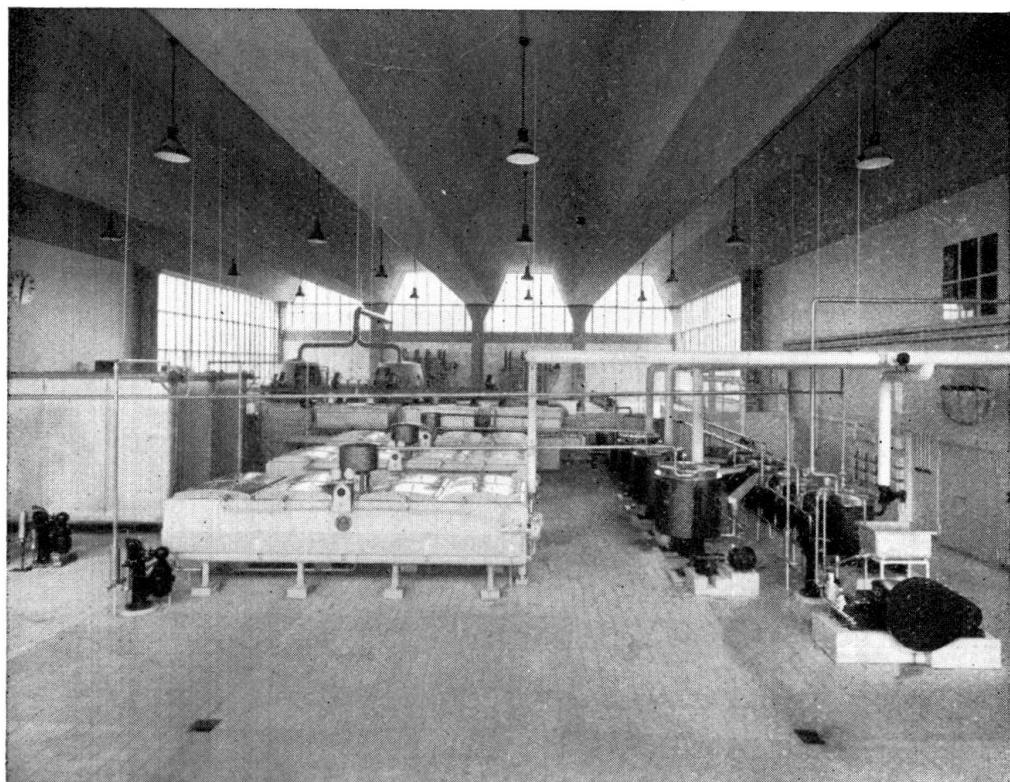


Fig. 9.

Eisenbetondach über dem Betriebsgebäude des Milchhofs in Nürnberg. (Flächentragwerk).

Toiture en béton armé du bâtiment de service du « Milchhof » à Nuremberg,
composée uniquement de dalles.

Reinforced Concrete Roof as flat over the Works of the Central Dairy in Nürnberg
composed only with Panels.

retische Stützweite $7,10 \times 10,76$ m beträgt, gar keine Rippe nötig war. Die Plattendicke beträgt 10 cm.

Eine grössere Ausführung dieser Art ist das Dach über dem Betriebsgebäude des Milchhofs in Nürnberg² (Ausführung durch die Firma Leonhard Jacobi, Nürnberg) (Abb. 9). Für die Ueberdachung des freien Raumes von 24×24 m und z. T. 37×24 m Weite wurden ebenflächige, waagerechte und schräge Wände so zusammengeschlossen, dass sie im gegenseitigen Zusammenwirken

1. Dr.-Ing. CRAEMER. Eisenbeton-Faltwerksdach von 7×11 m Stützweite ohne Unterzüge. Wochenschrift der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen und ihrer Bezirksvereine, 1931, Nr. 32, VDI-Verlag G. m. b. H. Berlin. NW 7.

2. « Der Milchhof in Nürnberg » (Architekt O. E. SCHWEIZER, Karlsruhe). « Baugilde » Zeitschrift des Bundes Deutscher Architekten, 1931, Heft 16, S. 1325.

ihre Lasten auf wenige Punkte übertragen. Der Seitenschub hebt sich für jede Welle des Flächentragwerkes gegen den aus den Nachbarwellen stammenden auf; nur in den beiden äussersten Wellen muss er durch den oberen Teil der Stützen in die anschliessende senkrechte Wandscheibe geleitet werden. In dem Raumteil, in dem die Spannweite des Flächentragwerkes 37 m ist, reicht seine Höhe statisch nicht aus. Da jedoch eine Vergrösserung der Höhe unternlich erschien und Innenstützen nicht aufgestellt werden durften, wurde in diesem Teil durch Anordnung eines Ueberzuges über dem Dach ein Zwischenauflager geschaffen. Der quer über dem Flächentragwerk liegende Ueberzug ist 24 m lang, 2,90 m hoch und 70 cm breit und hat zur Gewichtsvermindezung Hohlräume. Die Stützen unter dem Flächentragwerk sind im oberen Teil verbreitert (Abb. 9); dadurch spart man einen besonderen Querbalken für die Aufnahme des unteren waagerechten Teiles des Tragwerkes.

II. Schalen.

1. Rotationsschalen (Schalenkuppeln mit runden Grundrissen).

Von der Erörterung der technischen Entwicklung beim Bau von Rotationschalen wird hier abgesehen und auf das diesbezügliche Schrifttum verwiesen¹. Zu nennen ist das im Jahre 1922 von Dr. BAUERSFELD geschaffene Zeiss-Netzwerk, mit dem von der Dyckerhoff & Widmann A.-G. eine grosse Anzahl dünnwandiger Schalenkuppeln ausgeführt worden sind, bei denen das die Rüstung ersetzende Flechtwerk zum Teil einbetoniert und zum Teil nur als Schalungsträger verwendet und nachträglich zwecks nochmaliger Verwendung abgebaut wurde. Diese Ausführungen bringen statisch nichts neues.

Von neuen statischen Auffassungen gehen dagegen die Vorschläge von Dr.-Ing. DISCHINGER aus, bei Kuppeln grosse Säulenabstände dadurch zu erzielen, dass Ring und Schale zwischen den Säulen als einheitlicher Raumträger zusammenarbeiten. Um diese Tragwirkung zu erreichen, ist es notwendig, die Schale am Kämpfer kräftig auszusteifen. Eine derartig ausgesteifte Rotationschale besitzt eine so grosse Trägerwirkung, dass die Kuppelschale sich auch bei grössten Säulenentfernungen frei tragen kann. Der Ring trägt jetzt nicht mehr die Kuppel, sondern er hängt vielmehr an der Schale. Das Problem ist

1. Dr.-Ing. DISCHINGER. Schalen und Rippenkuppeln. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 12. Bd., Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Dr.-Ing. F. DISCHINGER. Eisenbetonschalendächer Zeiss-Dywidag zur Ueberdachung weitgespannter Räume. Erster Internationaler Kongress für Beton und Eisenbeton, Lüttich, 1930. Verlag « La Technique des Travaux », Lüttich.

DERSELBE. Fortschritte im Bau von Massivkuppeln. Bericht über die 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1925, S. 415 (S. auch Zeitschrift « Der Bauingenieur », 1925, Heft 10.)

Dr.-Ing. U. FINSTERWALDER. Die Schalendächer des Elektrizitätswerkes in Frankfurt a. M. Zeitschrift « Beton u. Eisen », 1928, Heft 11.

Dr.-Ing. SCHERZINGER. Neuartige Ausführung einer weitgespannten Schalenkuppel in Torkret-Eisenbeton. Bericht über die 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, 1927, S. 351 (S. auch Deutsche Bauzeitung 1927, Beilage « Konstruktion und Ausführung », S. 104, 124, 183.)

nach Dr.-Ing. DISCHINGER eng verwandt mit dem im ersten Abschnitt behandelten Problem der Scheiben. Je grösser der Stützenabstand wird, um so grösser wird auch die bei der Trägerwirkung mitarbeitende Höhe der Schale,

sodass die Dehnungsspannungen der Schale, bedingt durch die Trägerwirkung, unabhängig sind von dem Stützenabstand. Ebenso wie bei der Scheibe ergibt sich die auffallende Erscheinung, dass die Hebelarme der inneren Kräfte in Feldmitte wesentlich günstiger sind wie über den Stützen und dass diese Hebelarme über den Stützen mit Verringerung der Säulenbreiten ständig abnehmen (Vgl. Seite 270). Ein Beispiel ist der in Abb. 10 dargestellte Querschnitt einer Rotationskuppel von 75 m Spannweite, die auf 6 Säulen mit einem Abstand von 40 m aufgelagert ist. Ausgesteift wird die Rotationsschale durch die horizontale Decke des breiten Umbaues, die jede Deformation der Schale verhindert und dadurch die Trägerwirkung ermöglicht. Die

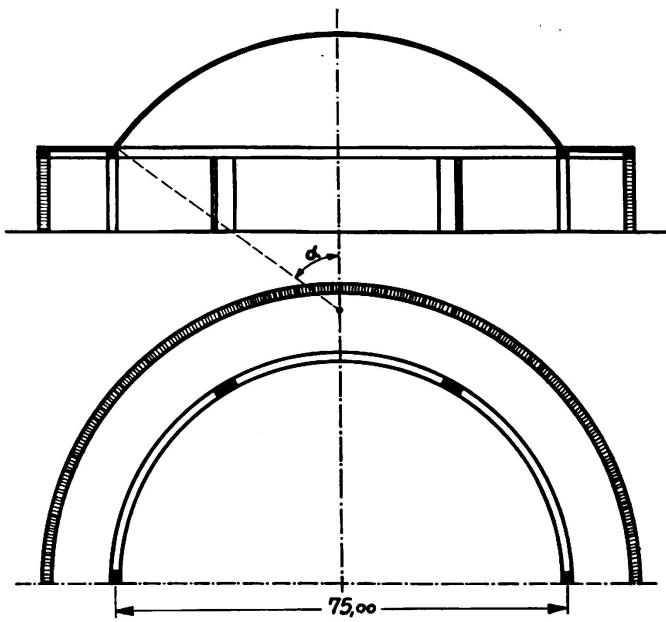


Fig. 10.

Entwurf einer Rotationskuppel von 75 m Spannweite.

Projet d'une coupole de révolution de 75 m. de portée.

Design for a Circular Cupola of 75 Metres Span.

Trägerwirkung der Rotationsschale ist so gross, dass sie in der Lage ist, nicht nur ihr Eigengewicht, sondern auch das Gewicht der Decke des Umbaues nach den Säulen abzutragen. Dieses Problem bildet einen Teil der von Dr.-Ing. DISCHINGER bei der Akademie des Bauwesens eingereichten und mit dem ersten Preis ausgezeichneten Arbeit « Eisenbetonschale als Raumträger¹ ». In dieser Arbeit wurde auch gezeigt, dass man auch Apsiden-Kuppeln (Halbkuppeln) gemäss Abb. 11 als selbständige Gebilde herstellen kann. Obwohl an den Schnittstellen die Ringkräfte, durch die in normaler Weise die Kuppelwirkung bedingt wird, zerstört werden, ist bei derartigen Gebilden ein reiner Dehnungs-Spannungszustand möglich, und nur an dem Uebergang von Schale und Ring ergeben sich, wie bei allen Kuppeln, geringe Biegungsmomente infolge der Unstetigkeitsspannungen.

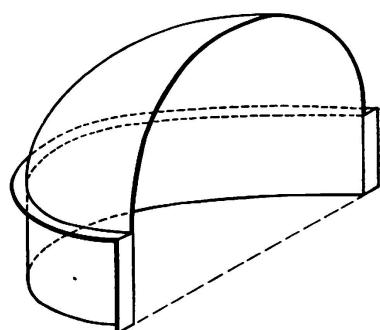


Fig. 11.

Apside (Halbkuppel).

Abside (Hémisphère).

Apside (Half Cupola).

1. Dr.-Ing. ELLERBECK. Preisaufgabe der Akademie des Bauwesens aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. « Zentralblatt der Bauverwaltung », 1930, Heft 24.

2. Das zylindrische, quer versteifte Schalendach¹.

Mit Schalenkuppeln mit runden und elliptischen Grundrissen lassen sich mit geringem Baustoffaufwand grosse Spannweiten herstellen, doch sind sie wegen der gekrümmten Grundrisse für viele Bauten nicht zu verwenden. Das Bestreben ging deshalb dahin, Schalenformen mit rechteckigen Grundrissen zu finden.

Der erste Vorschlag von Dr.-Ing. DISCHINGER im Jahre 1923 betraf doppelt gekrümmte Schalen, die durch lotrechte Binderscheiben ausgesteift werden sollten. Wegen der Schwierigkeiten in der Berechnung wurde jedoch hiervon zunächst abgesehen, und es wurden einfach gekrümmte, an den beiden Enden ausgesteifte Zylinderschalen gemäss Abb. 12 untersucht. Wird eine derartige Tonne an den Enden durch Binderscheiben versteift, so wird ein räumlicher Kräftezustand erzeugt wie bei den Schalenkuppeln, bei denen nur geringe Biegunsmomente auftreten. Die ersten Ausführungen aus dem Jahre 1924 bis 1926 hatten ellipsenförmige Querschnittsflächen (Abb. 13 A).

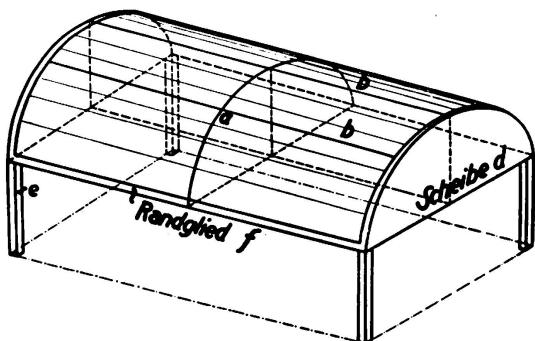


Fig. 12

Einfach gekrümmte, an den Enden ausgesteifte Zylinderschale.

Voûte à courbure simple, renforcée aux extrémités.

Simply bent Cylindrical Shell, stiffened at the Ends.

f = Poutre de retombée = End Beam.
d = Tympan = Stiffening Disc.

Die ersten Ausführungen aus dem Jahre 1924 bis 1926 hatten ellipsenförmige Querschnittsflächen (Abb. 13 A). Weil diese Dachflächen sehr steil und deshalb schwer herzustellen

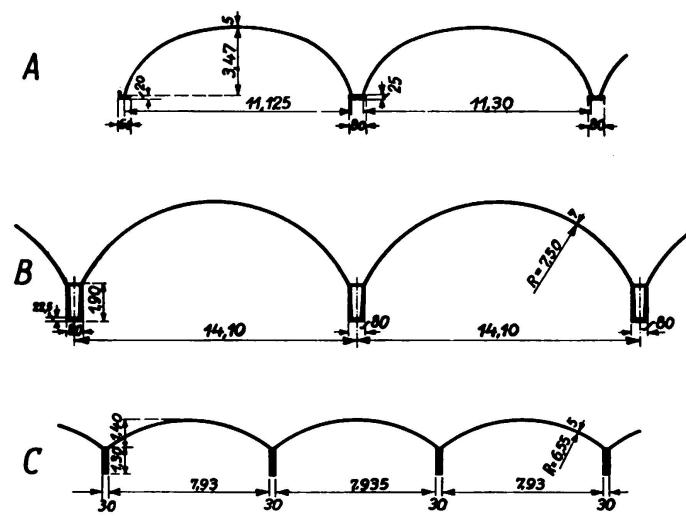


Fig. 13.

Querschnitte ausgesteifter Schalen.

Sections de voûtes renforcées.

Sections of Stiffened Shells.

Beton-Vereins, 1928, S. 165. (S. auch Zeitschrift « Der Bauingenieur », 1928, Heft 44, 45, 46.)

Dr.-Ing. F. DISCHINGER und U. FINSTERWALDER. Die Dywidaghalle auf der Gesolei. Zeitschrift « Der Bauingenieur », 1926, Heft 48.

Dr.-Ing. A. KLEINLOGEL. Die Schalendächer der Grossmarkthalle Frankfurt a. M. Zeitschrift « Beton u. Eisen », 1928, Heft 1. u. 2.

Dr.-Ing. F. DISCHINGER und U. FINSTERWALDER. Eisenbetonschalendächer System Zeiss-Dywidag. Zeitschrift « Der Bauingenieur », 1928, Heft 44.

1. Dr.-Ing. DISCHINGER. Eisenbetonschalendächer Zeiss-Dywidag zur Ueberdachung weitgespannter Räume. Erster Internationaler Kongress für Beton und Eisenbeton, Lüttich, 1930. Verlag « La Technique des Travaux », Lüttich.

DERSELBE. Schalen und Rippenkuppeln. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 12. Bd., Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin.

DERSELBE. Zeiss-Dywidag-Schalengewölbe unter besonderer Berücksichtigung der Grossmarkthalle in Frankfurt a. M. Bericht über die 31. Hauptversammlung des Deutschen

waren und weil dabei zwischen den einzelnen Tonnen tiefe Schneesäcke entstanden, wurde gemäss Abb. 13 B bei der Grossmarkthalle in Frankfurt a. M. eine Form gewählt, die aus Segmentbogen und hohen Randbalken zusammengesetzt ist. Abb. 13 C zeigt den Querschnitt, wie er bei den neueren Ausführungen zugrunde gelegt wird. Er setzt sich aus einem ganz flachen Kreissegment und sehr hohen Randbalken zusammen. Das schwierige Randproblem, das bei den neueren Ausführungen nach Abb. 13 C noch bedeutungsvoller ist als bei den älteren nach Abb. 13 A (ein reiner Membranspannungszustand ist bei freitragenden Tonnen ohne Ueberlagerung durch Biegungsmomente nicht möglich), ist von Dr.-Ing. FINSTERWALDER in seiner von der Akademie des Bauwesens mit dem zweiten Preis ausgezeichneten Preisarbeit « Eisenbeton als Gestalter » behandelt und gelöst worden.

Am Uebergang von Schale und Randträger treten jeweils 4 statisch unbestimmte Kräfte auf, deren Grösse aus der gemeinsamen Formänderung von Schale und Randträger ermittelt werden muss. Die Spannungen in der Schale selbst ergeben sich aus einer Differentialgleichung 8. Grades, wobei sich sämtliche innere Kräfte von einer Spannungsfunktion ableiten lassen (in ähnlicher Weise, wie sich bei den Scheiben die inneren Spannungsfunktion ableiten lassen).

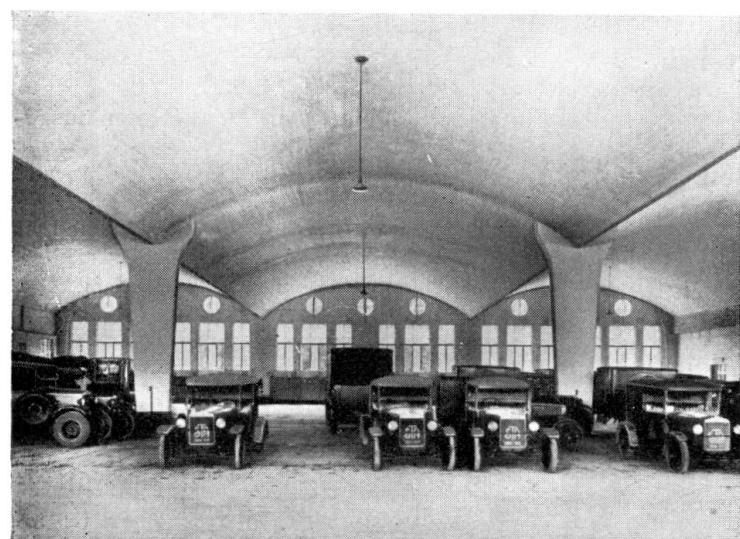


Fig. 14.

Autohalle « S.T.A. » in Rom. (Innenansicht).
Garage pour automobiles « S.T.A. » à Rome. (Vue de l'intérieur).
« S.T.A. » Garage in Rome. (View of Interior).

Dr. FINSTERWALDER hat nachgewiesen, dass die Biegungsmomente der Schale in Richtung der Erzeugenden bei der Uebertragung der Lasten nach den Binderscheiben keine Rolle spielen, da diese Lasten nur durch Dehnungsspannungen an den Binder abgegeben werden. Infolgedessen konnte in seiner Arbeit das Problem der Verträglichkeit der Spannungen von Schale und Binderscheiben abgespalten werden. Es ergibt sich hierfür bei nichtachsensymmetrischer Unstetigkeit eine Differentialgleichung 6. Ordnung, wobei sich die Spannungen wieder aus einer Spannungsfunktion ableiten lassen. Dieses letztere Problem wurde in ausführlicher Form auch von Dr.-Ing. K. MIESEL behandelt¹.

Bezüglich der früheren Ausführungen von Schalendächern sei auf die angeführten Veröffentlichungen hingewiesen. Hier sollen einige neuere Bauten

1. Dr.-Ing. MIESEL. Ueber die Festigkeit von Kreiszylinderschalen mit nicht achsensymmetrischer Belastung. « Ingenieurarchiv » vom Dezember 1929, Heft 4.

besprochen werden. Die Entwurfsbearbeitung und Berechnung dieser Bauten besorgte die Dyckerhoff & Widmann A.-G. und, wenn nichts anderes erwähnt ist, auch die Ausführung.

Dr.-Ing. DISCHINGER hat in seinem Referat auf dem Ersten Internationalen Kongress für Beton und Eisenbeton, Lüttich, 1930, einen Längs- und Querschnitt sowie eine perspektivische Innenansicht der Autohalle « S. T. A. » in Rom gebracht, die im Jahre 1929 durch die Firma Rodolfo Stoecker, Rom, ausgeführt und im Jahre 1931 erweitert wurde. Da der Innenraum dieser Halle möglichst wenig durch Konstruktionsteile

beeinträchtigt werden sollte, wurden die Binder über die Schale gelegt und die Tonne ohne Randträger ausgeführt. Der Zuggurt für die Trägerwirkung musste also durch die Schale selbst und durch die verstärkte Wasserkehle gebildet werden. Die über dem Dach liegenden Vollwandbinder sind ein System von Kragträgern, die in den Tonnenscheiteln gelenkig miteinander verbunden sind. Eine Innenansicht der Halle gibt Abb. 14.

Eine ähnliche Konstruktion zeigt die im Jahre 1931 von der Firma Stoecker, Rom, ausgeführte Autohalle « A. T. A. G. » in Rom. Einen Quer- und Längsschnitt, sowie einen Grundriss gibt die Abb. 15. Die vier über einen Mittelbinder durchgehenden Tonnen haben bei einer Spannweite von 13,9 m eine Trägerspannweite von $2 \times 20,775$ m.

Bei dem im Jahre 1930-31 erbauten Kaischuppen 59 im Hamburger Hafen wurden die Binderscheiben in Bogenrippen mit angehängtem Zugband aufgelöst. Einen Längs- und Querschnitt durch die Halle gibt Abb. 16. Die Grundfläche ist rd. 332×50 m. Die in Hallenmitte auf einem Zwischenbinder aufruhenden, also über 2 Felder durchlaufend konstruierten 36 Tonnengewölbe, die an den Hallenlängsseiten auf Frontbindern aufliegen, haben eine Trägerspannweite von $2 \times 24,375$ m und eine Spannweite in Richtung der Bogen = 9,16 m. Die Schalendicke beträgt 5,5 cm; der Bau ist durch sechs Dehnungsfugen unterteilt. In den Gewölbeknoten sind reichlich bemessene Oberlichter, an den Längsfronten Seitenfenster vorhanden. Hier konnte die neuartige Eisenbetonbauweise — zum erstenmal bei solchen Schuppenbauten in Deutschland — mit der seither üblichen Holzbauweise erfolgreich in Wettbewerb treten. Die einzelnen Rüstungsteile konnten immer wieder verwendet werden. Abb. 17 zeigt einen Teil der Schalen bereits fertiggestellt, einen anderen noch in der Rüstung.

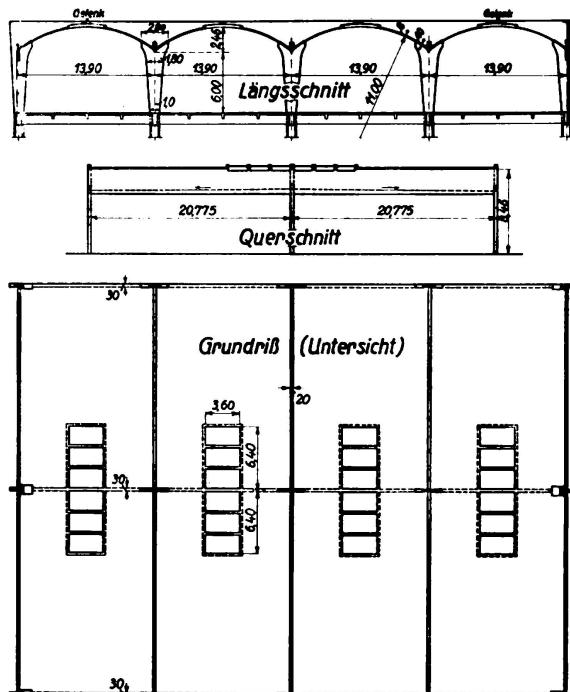


Fig. 15.
Autohalle « A. T. A. G. » in Rom.
Garage pour automobiles « A. T. A. G. » à Rome.
(Coupes et projection horizontale).
« A. T. A. G. » Garage in Rome. (Vues and Plan).
Gelenk = Articulation = Joint.

Die im Jahre 1931 erbaute Fasslagerhalle der Gross-Einkaufsgesellschaft Deutscher Konsumvereine m. b. H. in Hamburg hat ebenso wie der zuvor genannte Kaischuppen durch aufgelöste Binderscheiben versteifte Tonnen

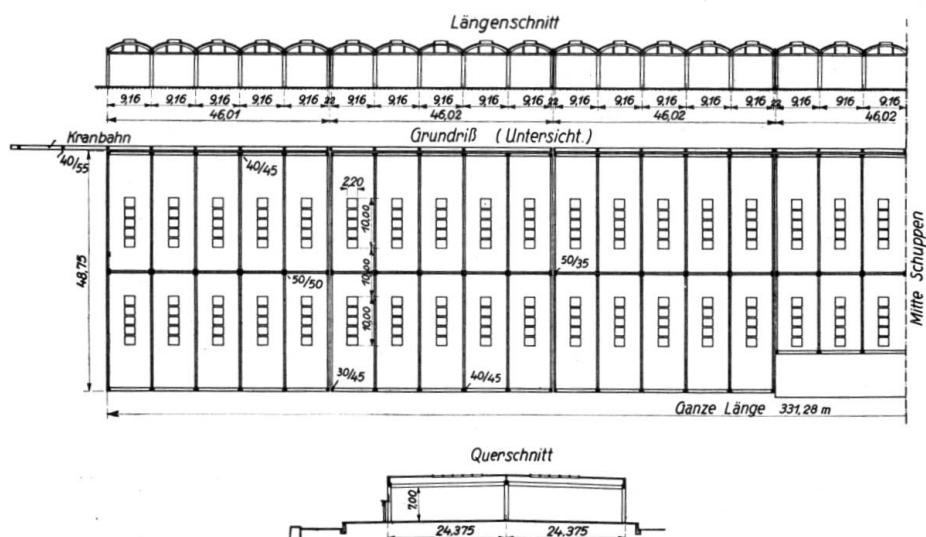


Fig. 16.

Kaischuppen 59 im Hafen zu Hamburg.
Hangar 59 du port de Hambourg. (Coupes et projection horizontale.)
Shed nr 59 in the Port of Hamburg. (Sections and Plan.)

Ganze Länge = Longueur totale = Total Length.
Mitte Schuppen = Milieu du hangar = Centre of the Shed
Kranbahn = Grue = Crane.

(Abb. 18). Es sind 12 Tonnen von 12 bis 23 m Binderabstand vorhanden. Die Gewölbespannweite beträgt 9,35 m, die Schalendicke 6 cm.

Im Jahre 1930 hat die Firma Antal Sorg, Budapest, die Städtische Strassen-

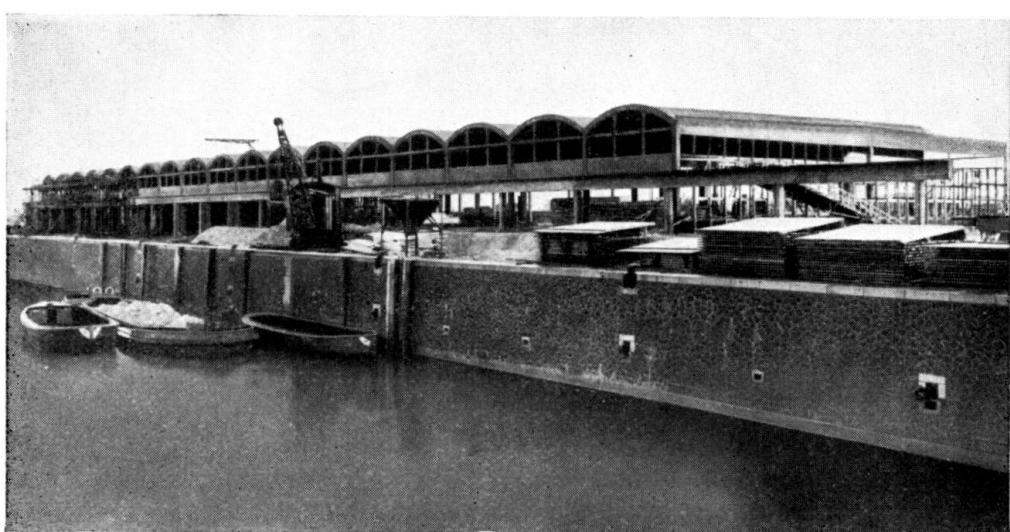


Fig. 17.

Kaischuppen 59 im Hamburger Hafen im Bau.
Hangar 59 du port de Hambourg en construction.
Shed Nr. 59 in the Port of Hamburg under Construction.

bahnhalle in Budapest ausgeführt (Abb. 19). Bei ihr sind je zwei Kragdach-elemente miteinander gekoppelt. Der Achsabstand ist 13,70 m, die Länge 30

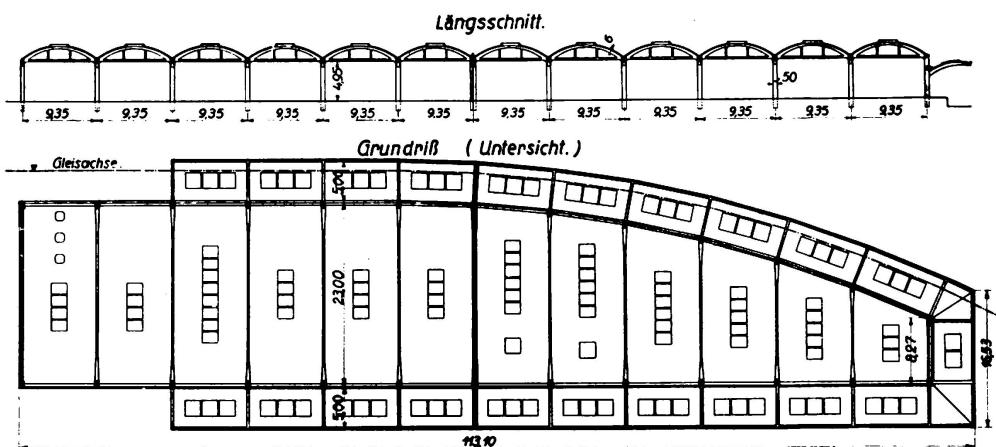


Fig. 18.

Fasslagerhalle in Hamburg.

Hangar à tonneaux à Hambourg. (Coupe et projection horizontale.)

Hall of Barrel Store in Hamburg. (Section and Plan.)

bis 40 m in Spannweiten von 8 bis 12 m, die Schalendicke 5 cm. Abb. 20 gewährt einen Blick in die fertige Halle.

Der kühnste Bau, der nach diesem System ausgeführt wurde, ist die Grossmarkthalle in Budapest. Bei

ihr besitzen die Tonnen eine Spannweite von 41 m bei einer Schalendicke von 6 cm. Diese grosse Trägerwirkung wurde erreicht durch eine sehr starke Wölbung der Querschnittskurve. Bemerkenswert ist hierbei auch die Bewehrung der 3,4 m hohen und nur 20 cm starken Randglieder. Bei der geringen Stärke der Randglieder war es nicht möglich, die Zug-eisen zwecks Aufnahme der Schubkräfte schräg nach oben abzubiegen; sie wurden durch schräge Bügel ersetzt. Diese Ausführungsart wurde an Probekörpern ausprobiert und hat sich auch bei der tatsächlichen Ausführung bestens bewährt. Nähere Angaben über die Grossmarkthalle Budapest, den Berechnungsgang und die eben erwähnte Bewehrung der Randglieder will Dr.-Ing. FINTERWALDER in einem Sonderbericht machen.

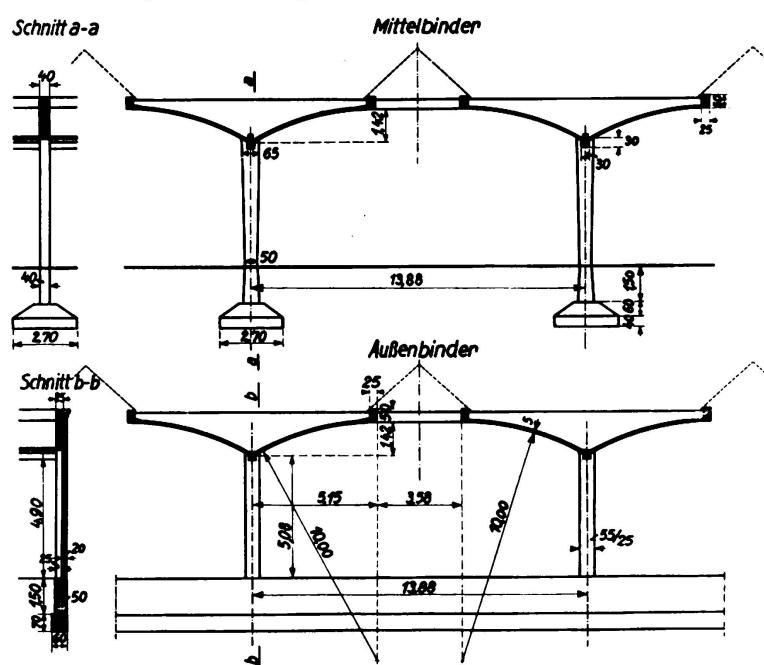


Fig. 19.

Städtische Strassenbahnhalle in Budapest.
Remise des Tramways municipaux à Budapest.

Municipal Tramway Depot in Budapest

Mittelbinder = Ferme centrale = Central Truss.
Außenbinder = Ferme à l'extrême = End Truss.

3. Vieleckskuppeln, zusammengesetzt aus verstieften Zylinderschalen¹.

In Abb. 21 ist ein durch die beiden Binderscheiben ausgesteiftes Schalen gewölbe mit quadratischem Grundriss dargestellt. Denkt man sich nun dieses

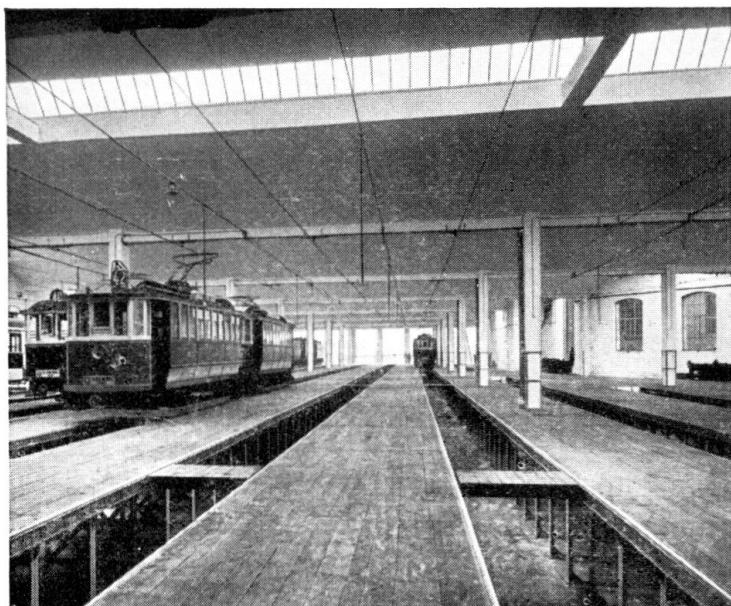


Fig. 20.
Blick in die städtische Strassenbahnhalle zu Budapest.
Remise des Tramways municipaux à Budapest.
View in the Municipal Tramway Depot in Budapest.

Tonnengewölbe durch 2 Diagonalschnitte in 4 Teile zerlegt, so nennt man die mit *a* bezeichneten Teile Walme, die mit *b* bezeichneten Kappen. Wenn die räumliche Kräftewirkung dieser durch Diagonalschnitte begrenzten 4 Teile erhalten bleiben soll, müssen die Schnittstellen wieder durch Scheiben aus gesteift werden. Ist dies der Fall, dann treten in den Schalen der Kappen und Walme, ebenso

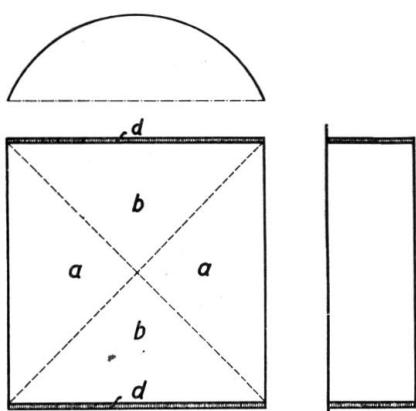


Fig. 21.

Ausgesteiftes Schalengewölbe über quadratischem Grundriss.
Voûte renforcée sur plan carré.

Stiffened Shell Vaulting with Square Ground Plan.

1. Dr.-Ing. DISCHINGER. Die Theorie der Vielecks kuppeln und die Zusammenhänge mit den einbeschriebenen Rotationsschalen. Zeitschrift « Beton u. Eisen », 1929, Heft 5-9.

Dr.-Ing. F. DISCHINGER. Eisenbeton schalendächer Zeiss-Dywidag zur Ueberdachung weitgespannter Räume. Erster Internationaler Kongress für Beton und Eisenbeton, Lüttich, 1930. Verlag La Technique des Travaux, Lüttich.

DERSELBE. Schalen und Rippenkuppeln. Handbuch für Eisenbetonbau, 12. Bd., 3. Aufl., Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin.

DERSELBE. Grossmarkthalle Leipzig. Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton Vereins, 1929, S. 167.

wie bei dem geschlossenen Schalengewölbe, im wesentlichen nur Dehnungsspannungen auf.

Ein nur aus Walmen zusammengesetztes Gewölbe nennt man Klostergewölbe (Abb. 22), ein nur aus Kappen zusammengesetztes dagegen ein Kreuzgewölbe (Abb. 23). Anstelle solcher quadratischer Kuppeln lassen sich durch Verzerrung auch rechteckige Kuppeln und durch Zusammensetzen vieler Walme oder Kappen Vieleckskuppeln herstellen.

Durch die Kuppelwirkung entstehen, ebenso wie bei einer Rotationsschale, Ringkräfte, durch welche die Grate biegungsfrei gehalten werden. Die Ringkräfte sind im Vergleich zu denen der Rotationsschalen umso grösser, je geringer die Anzahl der Ecken ist. Bei unendlich vielen Ecken geht die Vieleckskuppel in eine Rotationsschale über. Die Kräfte der Vieleckskuppel infolge der Kuppelwirkung können in Abhängigkeit von den Kräften der einbeschrie-

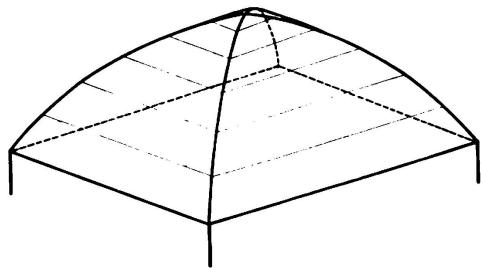


Fig. 22.
Klostergewölbe.
Voûte cloisonnée.
Cloister Vault.

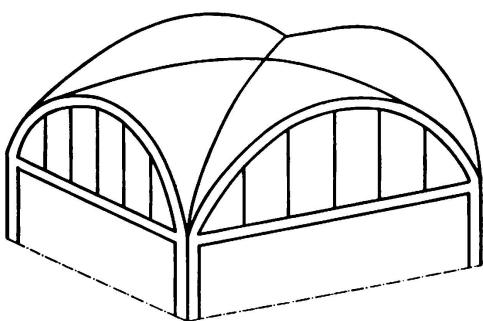


Fig. 23.
Kreuzgewölbe.
Voûte en arête.
Groined Vault.

benen Rotationsschale dargestellt werden. Zu dieser Kuppelwirkung tritt jedoch noch eine Trägerwirkung hinzu, denn die durch die Grate ausgesteiften zylindrischen Schalengewölbe wirken als grosse Raumträger zwischen den Graten und übertragen die Lasten der Dachfläche nach den Graten und damit nach den Ecksäulen. In dieser Vereinigung von Kuppel- und Trägerwirkung liegt der wesentliche Vorteil dieses Kuppelsystems gegenüber den bisherigen Rotationsschalen. Bei grossen Säulenabständen sind zur Uebertragung der Lasten keine schweren und teuren Absangkonstruktionen nötig, denn die Dachfläche wirkt selbst als Träger.

Die erste Anwendung fand dieses Kuppelsystem bei der Planetariumskuppel in Dresden, die als Sechszeheck bei 25 m Spannweite mit 4 cm Schalendicke ausgeführt wurde. Zwei Jahre später wurden dann die Kuppeln der Grossmarkthalle in Leipzig nach diesem System gebaut. Die Achteckkuppeln haben 76 m Spannweite und 9 cm Schalendicke. Sie sind die grössten Massivkuppeln der Welt. Es sei hier auf die verschiedenen Veröffentlichungen hingewiesen.

Eine ganz ähnliche Achteckkuppel von 60 m Spannweite wurde im Sommer 1929 von der Firma Ed. Züblin & Co., A.-G., Basel, nach den Plänen und Berechnungen der Dyckerhoff & Widmann A.-G. für die Grossmarkthalle in Basel ausgeführt. Die Schalengewölbe dieser Vieleckskuppeln haben eine

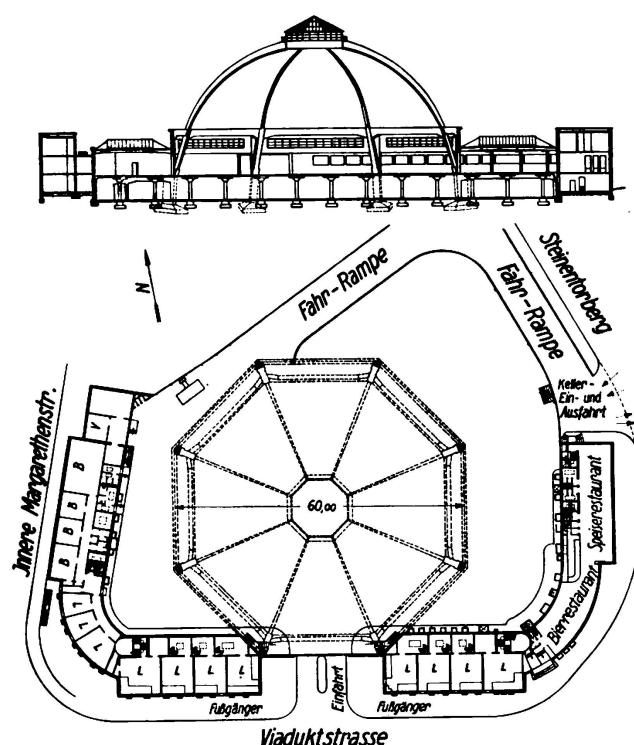


Fig. 24.

**Grossmarkthalle in Basel.
Marché couvert à Bâle.
Large Market Hall in Basle.**

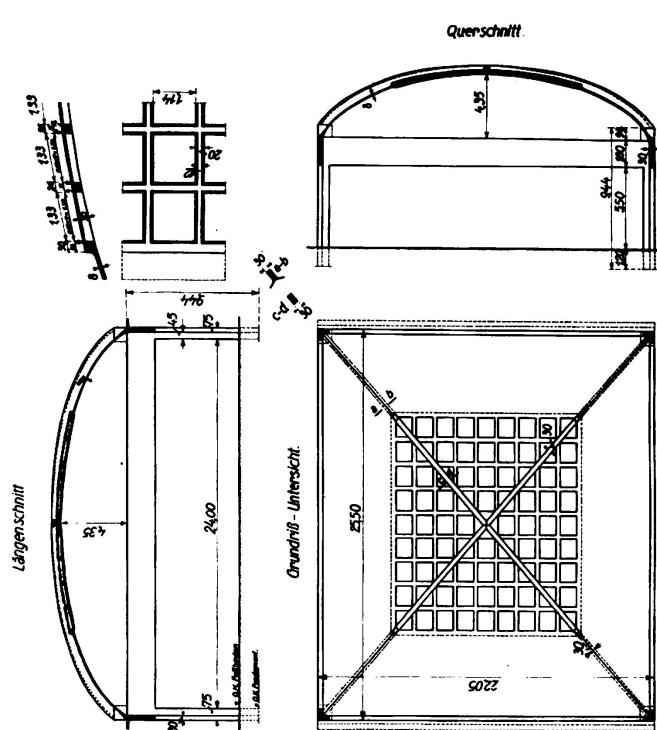


Fig. 25.

Autohall Fiat in Rom.
Hall d'automobiles Fiat à Rome.
Fiat Auto Garage in Rome.

Stärke von 8,5 cm und die Form von Zykloiden. Die Schalengewölbe sind am Kämpfer im Gegensatz zu den Leipziger Kuppeln nicht durch Tragbögen unterstützt, sondern sie tragen sich ganz frei von Grat zu Grat als Träger durch. In Abb. 24 ist Grundriss und Aufriss der Kuppel dargestellt.

Ein Klostergewölbe über recht-eckigem Grundriss ist die im Jahre 1931 von der Firma R. Stoelcker, Rom, ausgeführte Auto-halle Fiat in Rom (Abb. 25). Die Grundfläche beträgt $25,5 \times 22,0$ m. Die Halle wird durch zwei ellip-tische Tonnengewölbe von 8 cm Schalenstärke überdacht. Die Pfeilhöhe ist 4,35 m, die Rand-träger sind 1,60 m hoch. Die Oberlichter bestehen aus Luxfer-Prismen.

4. Doppelt gekrümmte, ausgesteifte Schalendächer.

Nach dem Bericht von Dr.-Ing. DISCHINGER auf dem Internationalen Kongress in Lüttich betragen die grössten Trägerspannweiten, die sich mit den einfach gekrümmten zylindrischen Schalen in wirtschaftlicher Weise noch erreichen lassen, 45 m bei freiaufliegenden Tonnen und 55 bis 60 m bei kontinuierlich gelagerten Tonnen. Bei grösseren Spannweiten kommen doppelt gekrümmte Schalen in Frage, die Dr.-Ing. DISCHINGER in der schon erwähnten Preisarbeit der Akademie des Bauwesens behandelt hat. Bei diesen doppelt gekrümmten Schalen spielen die Biegungsmomente nur noch eine ganz untergeordnete Rolle; die Dehnungskräfte werden wesentlich geringer und die Knicksicherheit erheblich grösser.

Besonders geeignet für die doppelt gekrümmten Schalen sind die Translationsflächen, mit denen sich sowohl quadratische, als auch rechteckige Grundrisse überdachen lassen. Für quadratische Grundrisse ist auch die Kugelfläche sehr geeignet, die zugleich den Vorteil hat, dass sich die inneren Kräfte genau berechnen lassen. Eine derartige Kuppel mit quadratischem Grundriss steht als Modell auf dem Hofe der Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Wiesbaden-Biebrich (Abb. 26). Die Kugelschale wird auf allen 4 Seiten durch vertikale Binderscheiben begrenzt. Die Binderscheiben wirken mit der Schale zusammen als ein einheitlicher grosser Raumträger, der die gesamten Lasten bei ganz geringen Dehnungsspannungen nach den 4 Eckpunkten abträgt. Die Grundfläche dieser Modellkuppel beträgt $7,30 \times 7,30$ m, die Schalendicke 1,5 cm; sie ist am Uebergang zu den Bindern auf 2,5 cm

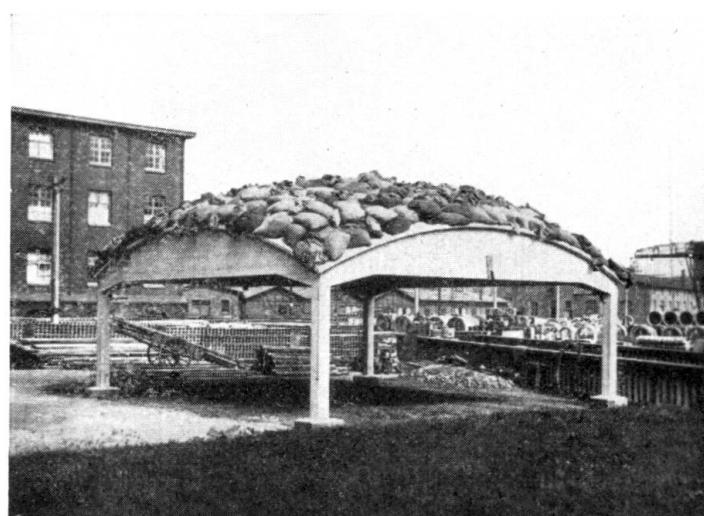


Fig. 26.
Modellbau einer doppelt gekrümmten ausgesteiften Schale.
Modèle d'une voûte renforcée à double courbure.
Model Construction of a Doubly Bent Stiffened Shell.

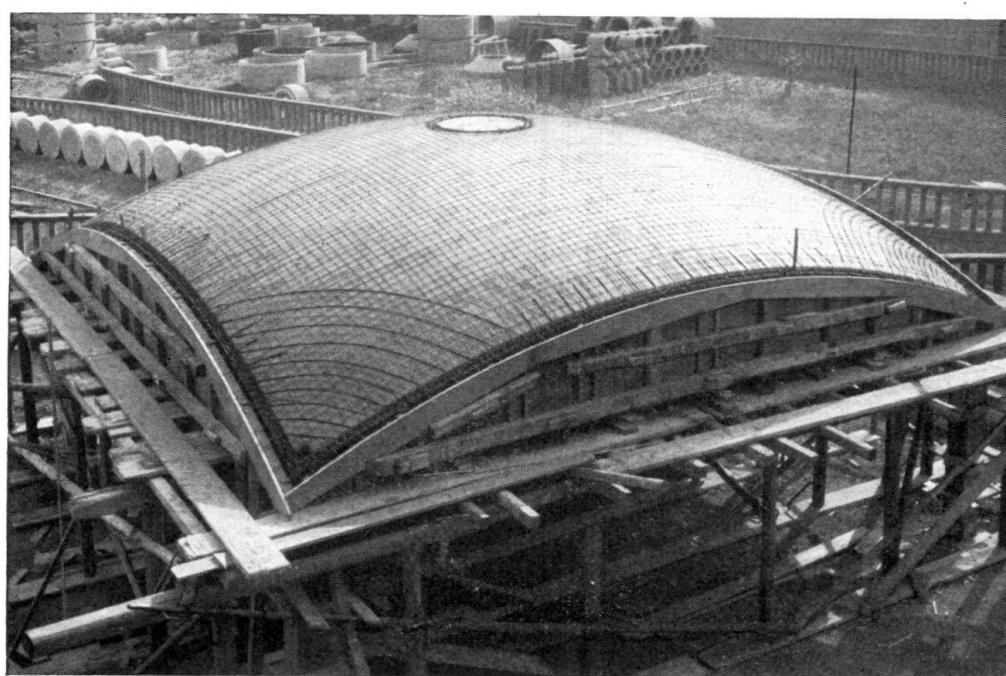


Fig. 27.
Bewehrung der Schalenkuppel Fig. 26.
Armature de la voûte fig. 26.
Reinforcement of the Shell Cupola in fig. 26

verstärkt. Die Schale ist durch ein 3 mm Maschennetz bewehrt, und an den Ecken sind Zulageeisen angeordnet (Abb. 27). Bei der Probebelastung wurde diese nur 1,5 cm starke Kuppel mit 300 kg/m^2 sowohl ganzseitig als auch halbseitig belastet; ausserdem wurde ein Belastungsversuch mit 50 dicht

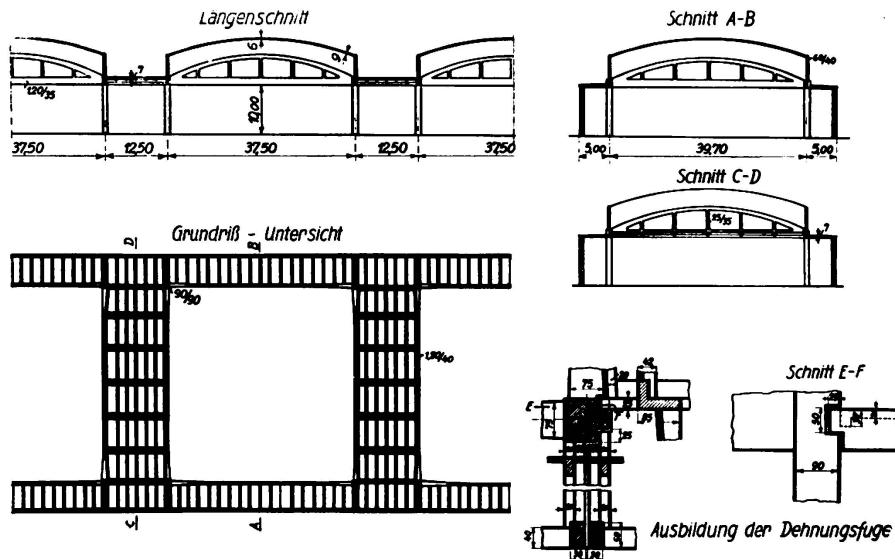


Fig. 28.
Schalenkuppeln der Großmarkthalle in Dresden. (Projekt).
Coupole du Marché couvert à Dresde. (Projet).
Shell Cupolas of the Large Market Hall in Dresden. (Projected).
Ausbildung der Dehnungsfuge = Joint de dilatation = Expansion Joint.

beieinanderstehenden Menschen durchgeführt. Trotz dieser hohen Belastung blieb die Schale vollständig risselfrei.

Die Kuppel in Wiesbaden-Biebrich diente als Modell für die fünfmal grös-

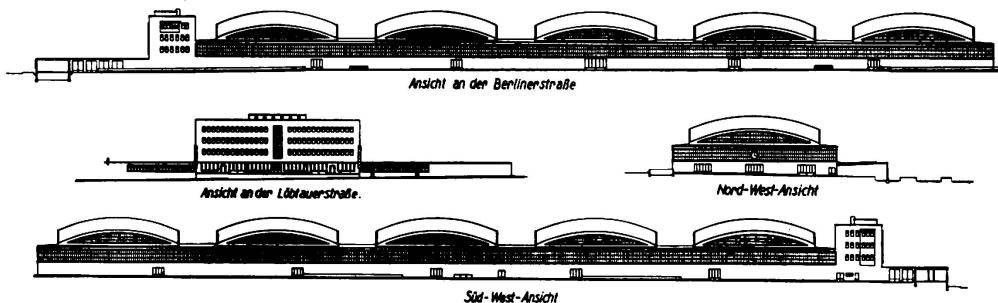


Fig. 29.
Ansichtszeichnung der Großmarkthalle Dresden.
Croquis du Marché couvert à Dresde. (Vues).
View of the Large Market Hall in Dresden. (Sights).

seren Kuppeln der Großmarkthalle Dresden, die im Projekt durchgearbeitet, aber noch nicht ausgeführt sind. Die Systemzeichnung gibt Abb. 28. Die Kuppeln haben $37,50 \times 37,50$ m Grundfläche, die Dicke der Kugelschale ist 6 cm. Abb. 29 zeigt die Ansichten der Halle mit den Kopfbauten nach dem Entwurf der Architekten KLOPHÄUS, SCHOCH, ZU PUTLITZ, Hamburg, und Lossow und Professor KÜHNE, Dresden.

Dieses Kuppelsystem ist auch sehr geeignet für die Herstellung von Viel-eckskuppeln. Es lassen sich damit noch wesentlich grössere Säulenabstände erzielen, als mit den in Abschnitt 3 beschriebenen Vieleckskuppeln. Es bereitet keine Schwierigkeiten, eine Vieleckskuppel gemäss Abb. 30 bei einer Spannweite von 150 m nur auf 6 Säulen aufzulagern und dadurch einen Säulenabstand von 80 m zu erzielen.

5. Das Prinzip des statischen Massen-Ausgleiches.

In der schon erwähnten Preisarbeit für die Akademie des Bauwesens hat Dr.-Ing. DISCHINGER auf das für alle Raumsysteme wichtige Prinzip des statischen Massen-Ausgleiches hingewiesen. Dieses Prinzip gestattet auch die Berechnung von Raum-Systemen, die durch Verzerrung aus symmetrischen Gebilden hervorgegangen sind. So ist es z. B. möglich, die Spannungen einer Kuppel mit elliptischem Grundriss auf die Spannungen einer Rotationsschale zurückzuführen, wenn zwischen der Schalendicke der Rotationsschale und der Schalendicke der Kuppel mit elliptischem Grundriss bestimmte durch das Prinzip des Massen-Ausgleiches gegebene Beziehungen vorhanden sind. In gleicher Weise lassen sich auch die Gebilde der Abschnitte 3 und 4 verzerren und berechnen.

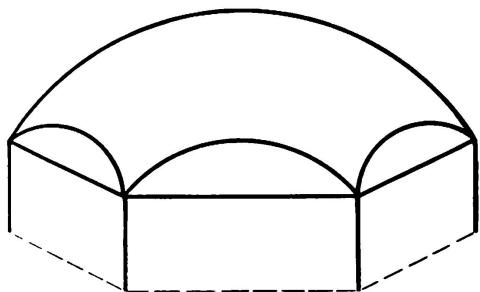


Fig. 30.

Projekt einer Vieleckskuppel mit 150 m Spannweite ; Säulenabstand 80 m.

Projet d'une coupole polygonale de 150 m de portée ; Distance des piliers 80 m.

Project for a Polygonal Cupola of 150 m Span ; 80 Metres between Columns.

TRADUCTION

Les tendances nouvelles sont caractérisées par l'utilisation de systèmes spatiaux. Dans de tels systèmes, la transmission de la charge s'opère essentiellement par l'intermédiaire de forces centrales, tandis que les efforts de flexion, à l'inverse de ce qui se produit dans les systèmes plans, ne jouent presque aucun rôle. Il en résulte que l'on peut ainsi couvrir en béton armé de grandes portées très économiquement. Le plus connu et le plus souvent utilisé de ces systèmes spatiaux est la coupole qui ne permet toutefois de couvrir que des espaces circulaires en plan. Mais pour répondre aux exigences nouvelles, on a réussi récemment à couvrir des ouvrages à plan rectangulaire ou polygonal à l'aide de minces coques qui peuvent être à simple ou à double courbure, et qui doivent être raidies par des tympans afin de réaliser l'action spatiale des forces. On s'est, de plus, efforcé ces dernières années de profiter de cet effet spatial dans les ouvrages formés d'un assemblage de tympans plans. Ce genre de construction joue un rôle important dans les silos et les halles.

qu'un rôle tout à fait secondaire, les fatigues centrales sont notablement plus faibles et la sécurité au flambage beaucoup plus élevée. Les surfaces de translation se prêtent particulièrement bien à la réalisation de formes de ce genre qui permettent de couvrir des superficies rectangulaires aussi bien que carrées. Pour ces dernières, la surface sphérique convient aussi admirablement et offre l'avantage de permettre un calcul rigoureux des fatigues.

Un modèle de ce genre sur plan carré se trouve dans les chantiers de Dyckerhoff et Widmann A. G., à Wiesbaden-Biebrich (fig. 26). La coque sphérique est limitée des quatre côtés par des fermes-tympans verticales. Ces dernières agissent solidairement avec la coque, avec laquelle elles forment un système spatial qui reporte les charges aux quatre angles tout en n'étant soumis qu'à de très faibles fatigues centrales. La superficie est de $7,30 \text{ m.} \times 7,30 \text{ m.}$, l'épaisseur 1,5 cm. ; à la suture avec les tympans, l'épaisseur est portée à 2,5 m. La coque est armée d'un réseau à mailles de 3 mm. et les angles sont munis de fers supplémentaires (fig. 27). Lors des essais, cette coupole de 1,5 cm. d'épaisseur a supporté une charge de 300 kg/m^2 , agissant, soit sur toute la surface, soit sur la moitié seulement. On fit de plus un essai de charge avec 50 hommes serrés les uns contre les autres ; néanmoins aucune fissure ne se produisit.

La coupole de Wiesbaden-Biebrich a servi de modèle pour les coupoles de la halle du marché de Dresde, dont le projet est achevé, mais qui ne sont pas encore exécutées. La figure 28 en donne le schéma. Les coupoles ont une superficie de $37,50 \times 37,50 \text{ m.}$. L'épaisseur prévue pour la coque est de 6 cm. La figure 29 donne les vues de la halle avec les construction de tête, suivant le projet des architectes KLOPHÄUS, SCHOCH, zu PUTLITZ, à Hambourg, ainsi que Lossow et le Prof. KÜHNE, à Dresde.

Ce système se prête également bien à la réalisation de coupoles polygonales. Il permet de franchir de beaucoup plus grandes distances entre colonnes qu'avec les coupoles polygonales, décrites dans le chapitre 3. Il n'y a aucun obstacle à réaliser une coupole du type de la figure 30, d'une portée de 150 m. et reposant sur 6 colonnes seulement distantes de 80 m.

5. Le principe de l'équilibrage statique des masses.

Dans son travail couronné par l'« Akademie des Bauwesens », le Dr. Ing. DISCHINGER a signalé l'importance du principe de l'équilibrage statique des masses, pour tous les systèmes spatiaux. Ce principe permet de calculer aussi des systèmes spatiaux qui dérivent de formes symétriques par déformation linéaire. Il est par exemple possible de ramener le calcul des fatigues d'une coupole à plan elliptique à celles d'une coupole de révolution, s'il existe entre les épaisseurs des deux coupoles certaines relations fixées par le principe de l'équilibrage des masses. De même les systèmes des chapitres 3 et 4 peuvent être déformés linéairement et calculés.

Zusammenfassung.

Für *Flächentragwerke*, und zwar solche aus ebenen Flächen (Scheiben), die auch geknickt sein, also Winkel mit einander bilden können, und für solche aus gekrümmten Flächen (Schalen) wird dargetan, was seit der II. Internationalen Tagung für Brückenbau und Hochbau 1928 in Wien an Fortschritten festzustellen ist.

Im einzelnen werden behandelt : Die tragende Wand als ebene Scheibe. — Mit einander verbundene, in verschiedenen Ebenen liegende Scheiben. — Rotationsschalen (Schalenkuppeln mit runden Grundrissen) und Halbkuppeln (Apsiden). — Das zylindrische, quer versteifte Schalendach. — Vieleckschalen, zusammengesetzt aus verstieften Zylinderschalen. — Doppelt gekrümmte, ausgesteifte Schalendächer. — Das Prinzip des statischen Massenausgleiches.

Die bei den einzelnen Baugebilden vorhandenen Probleme, die zum Teil noch weiterer Erforschungs- und Versuchsarbeiten bedürfen, werden kurz erörtert und die Entwicklung und neuartige Anwendung dieser Flächentragwerke im Eisenbetonbau an Beispielen gezeigt.

Résumé.

Ce mémoire expose les progrès qui ont été réalisés depuis la II^e Réunion Internationale pour Ponts et Charpentes en 1928 à Vienne dans le domaine des constructions sans poutres, et plus précisément de celles constituées par des parois et voûtes minces¹.

Il traite en détail : la paroi portante sous forme de paroi plane mince [tympan] — les constructions constituées exclusivement à l'aide de parois minces — les coupoles de révolution et coupoles à section demi-circulaire (absides) — la voûte cylindrique renforcée au sens transversal — les coupoles polygonales composées de voûtes cylindriques renforcées — les toitures en voûtes renforcées à double courbure — le principe de la compensation statique des masses.

L'auteur discute brièvement les problèmes relatifs aux différentes dispositifs qui réclament encore des travaux de recherches et d'essais, et démontre par quelques exemples le développement et les applications nouvelles de ces constructions sans poutres, c'est-à-dire uniquement composées de parois et voûtes minces.

Summary.

For structures without beams, i. e. consisting of flat surfaces (slabs), which may be sharply bent, i. e. form an angle with each other, and for those with rounded surfaces (shells), — it is shown what progress may be noted since the 2nd International Session for Bridge and Structural Engineering was held in 1928 at Vienna.

The following cases are treated separately : — Slabs connected to each other and lying in different planes. — Circular shells (shell cupolas with circular ground plan) and half cupolas (apside). — The cylindrical shell roof with cross reinforcement. — Polygonal cupolas, built up of reinforced cylindrical shells. — Doubly bent, reinforced shell roofs. — The principle of compensating the static masses.

The problems arising in the individual types of construction which partly require still further research and experimental work, are briefly mentioned, and examples are given showing the development and recent application of these flat supporting surfaces in reinforced concrete buildings.

1. Ce rapport désigne les parois minces avec « tympan », les voûtes minces avec « coques ».
