

Von der Brüsseler Weltausstellung und ihrer schweizerischen Abteilung

Autor(en): [s.n.]

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **105/106 (1935)**

Heft 6

PDF erstellt am: **25.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-47472>

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.

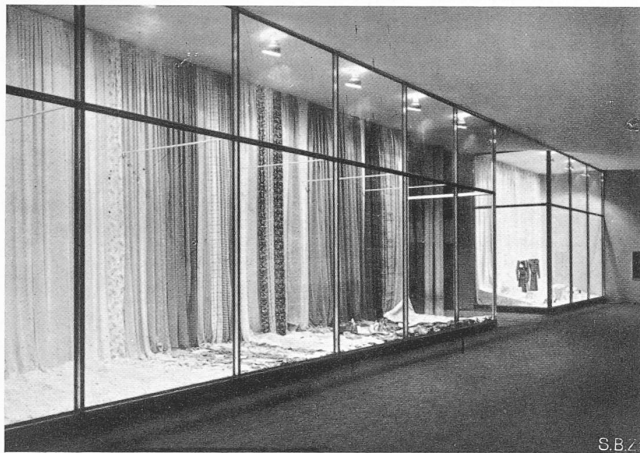


Abb. 15. Innere Vitrinen der Textilhalle, links Durchgang zur Maschinenhalle (vergl. Plan Seite 65).



Abb. 16. Schreib- und Lesesaal, im Hintergrund das Ausstellungs-bureau, rechts Ausgang zur Maschinenhalle.

30 Tage bei normalem und 15 Tage bei hochwertigem Beton. Eine Verlängerung der Ausrüstungsfristen wird verlangt bei kühler Temperatur oder wenn die vorgeschriebenen Festigkeiten nicht erreicht werden. Eine Verkürzung der Ausrüstungsfristen unter günstigen Bedingungen ist nach den Normen nicht ausgeschlossen.

d) *Probebelastung.* Obligatorische Probebelastungen sind nur Eisenbahnbrücken vorgeschrieben. Bei Strassenbrücken werden solche empfohlen, wenn es sich um grössere Bauwerke oder besondere Ausführungen handelt. Es dürfte sich empfehlen, auch bei schwierigen oder abnormalen Hochbaukonstruktionen durch Belastungsproben das einwandfreie statische Verhalten zu prüfen.

8. ALLGEMEINES.

Obgleich die „Normen 1935“ zahlreiche statische und konstruktive Bestimmungen enthalten, genügt ihre Kenntnis keineswegs, um rationelle oder auch nur einwandfreie Eisenbetonkonstruktionen zu schaffen; das Entwerfen der Eisenbetonbauten verlangt *Ingenieure*, die mit der Theorie und den Konstruktionsgrundsätzen der Bauweise gründlich vertraut sind. Auch die fachgemässe Ausführung der Bauten hat nach den „Normen 1935“ unter der Leitung eines *Ingenieurs* zu erfolgen.

Damit die neuen Normen die weitere Entwicklung nicht hemmen, enthalten sie am Schlusse den sog. Ausnahmeartikel. Indessen ist der Anspruch auf Abweichungen von den Bestimmungen der Normen durch geeignete Ver-

suche, Erfahrungstatsachen oder Urteile anerkannter Fachleute zu begründen. Es ist zu hoffen, dass die prüfenden Instanzen solche Abweichungen nur genehmigen, wenn besondere Verhältnisse vorliegen und wenn dadurch der Sicherheitsgrad der Normen nicht unterschritten wird. Nachdem die zulässigen Spannungen in den „Normen 1935“ den verschiedenen Materialqualitäten weitgehend angepasst sind, ermöglichen diese Normen innerhalb ihres Rahmens eine ökonomische und rationelle Konstruktionsweise; deshalb wird dem Ausnahmeartikel der neuen Normen vorderhand nicht die Bedeutung zukommen, die er als Bestandteil der „Vorschriften 1909“ sowie der „Verordnung 1915“ im Laufe der letzten Jahre gewonnen hatte.

Mögen die neuen Normen zur Förderung der Eisenbetonbauweise beitragen.

Von der Brüsseler Weltausstellung und ihrer schweizerischen Abteilung.

Der vor kurzem gefasste Entschluss, im Jahre 1938 in Zürich eine allgemeine schweizerische Landesausstellung durchzuführen, belebt die Ausstellungsfragen mit einer neuen Aktualität und verpflichtet zugleich, sie gründlich und in Musse zu durchdenken, bevor man zur Ausführung schreitet. Denn es wird einer aussergewöhnlichen Leistung bedürfen, um dieser geplanten Ausstellung eine Erfolgchance zu geben — die Ausstellungsmüdigkeit ist mit gutem Grund gross und weitverbreitet! Die folgenden Betrachtungen möchten unter diesem Gesichtswinkel beurteilt sein und unserer dadurch bedingten Kritik an Brüssel liegt es durchaus fern, diese gewaltige Schöpfung herabsetzen zu wollen. Im Gegenteil, gerade die Achtung vor der künstlerischen und technischen Leistung, die in dieser Unmenge hervorragender, liebevoll ausgeführter Prunkstücke steckt, drängt zur Frage, ob und in welchem Mass solche Veranstaltungen nicht Fehlinvestition von Arbeit und Kapital bedeuten, ob und wie mit weniger Aufwand vielleicht ein grösserer Effekt erreicht werden könnte.

*

Von der Brüsseler Ausstellung selbst, die auf einer Fläche von 140 ha mehr als 140 Gebäude enthält, wollen unsere Abbildungen nur einige typische Züge festhalten: das monumentale, von innen wie von aussen überwältigend grosse, straffe und klare Grand Palais (Abb. 1 u. 2), das die Axe des grossen Boulevard beherrscht, der, mit Kaskaden und farbigen Lichtsäulen



Abb. 19. Blick aus der Gartenwirtschaft gegen die Textilhalle. Kleiner Teich mit Springbrunnen, der die Wasserläufe speist.

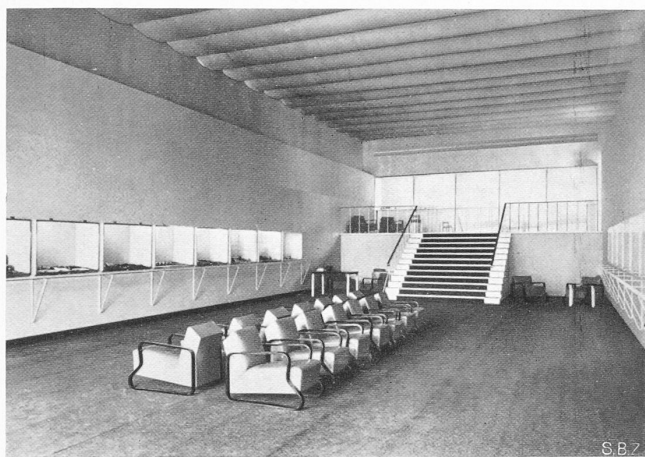


Abb. 17. Innenraum der Uhrenhalle gegen die Galerie gesehen. Bequeme Ruhefauteuils, roter Spannteppich, mattgraue Wände und Decke.

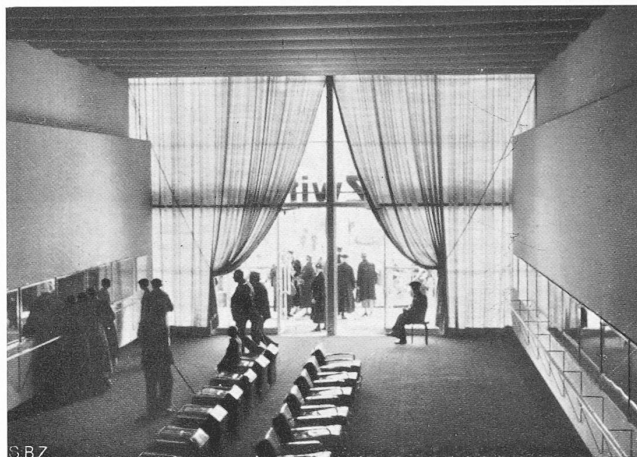


Abb. 18. Eingangsseite der Uhrenhalle. Der Raum ist dunkel, die Vitrinen sind aquariumartig von innen erleuchtet.

geschmückt, über 800 m Länge vom Haupteingang sanft hinaufsteigt. Besser als ein Bild des fertigen Zustandes mit den die Fussgelenke verdeckenden Einbauten zeigt das Baubild Abb. 2 die Konstruktion dieser Eisenbetonhalle von 86 m Spannweite, 31 m Pfeilhöhe und 160 m Länge, der Laien und Fachleute einhellige Bewunderung zollen.¹⁾

Den Charakter der Gebäude am Hauptboulevard belegt z. B. Abb. 3: eine Architektur, die zwar in den Einzelformen nicht an Tradition gebunden scheint, aber in ihrer Grundauffassung doch die herkömmliche, und wohl in mancher Hinsicht auch ewig richtige Haltung zeigt: ein solides Gebäude, ein Palast, ein Monument, das an sich schon sozusagen die Hauptsache, das Ausstellungsobjekt selbst ist. Auch das Haus Englands (Abb. 4) trägt diesen Typ durchaus ehrlicher Weise: die den Eingang beherrschende Rundhalle birgt einen grossen Erdglobus, auf dem zu sehen ist, das das Empire ein Reich ist, in dem die Sonne nie untergeht — die Herrscherstellung Grossbritanniens prägt sich innerlich und äusserlich in seinem Hause aus.

Ein verhältnismässig seltener Typ ist jener der „heimatschützerischen“ Nachbildung örtlicher, nach landläufiger Meinung typisch nationaler Bauweise: z. B. Chile (Abb. 9). Die Zeit, da man solches bilderstürmerisch absolut verdammt, ist ja vielleicht vorbei, sodass wir heute in gewissen Fällen auch solche Lösungen wieder gerechter würdigen können. Warum soll z. B. Bulgarien (Abb. 5 ganz rechts), das nur einige wenige Agrarprodukte zeigen wollte, dafür nicht ein solches Häuschen aufrichten?²⁾ Jedenfalls kommen dabei oft bessere Lösungen zustande, als wenn um jeden Preis etwas „Modernes“ geschaffen werden wollte.

Im Gegensatz zu den Palästen rentabler Industrien und reicher Länder haben einige kleinere, namentlich die nordischen Staaten weitgehend darauf verzichtet, das Gebäude selbst zur Hauptsache zu machen: es hat über seine Funktion als Hülle des Ausstellungs-gutes hinaus lediglich noch Werbewirkung zu erfüllen, durch ungewohnte Gestalt das Publikum anzuziehen: Abb. 5 und 6. Fast alle diese Bauten stehen in der nächsten Umgebung der schweizerischen Abteilung, sodass sich in diesem Revier ein ziemlich einheitlich modernes Milieu gebildet hat. Am vornehmsten scheint uns der österreichische Pavillon (Abb. 7) gestaltet, während Schweden und Dänemark (Abb. 8) in äusserer Schlich-

heit noch weiter gehen und höchstens von der Schweiz übertroffen werden, die hierin vielleicht den Rekord der ganzen Ausstellung inne hat. Dies ist unserer Abteilung von Vielen vorgeworfen worden, und zwar, wie wir finden, sehr zu Unrecht. Die Schweiz kann sich doch in keiner Weise mit ihren grossen Nachbarländern vergleichen, sie ist etwas besonderes. Umso besser, wenn ihre Ausstellung eine Form findet, die zu jener der Nachbarn nicht in direkten Vergleich gesetzt werden muss, die dieses Besondere zum Ausdruck bringt und sich auch hinsichtlich der Kosten nach unserer Decke streckt.

Man müsste ein Uebermensch sein, wenn einem nicht nach zwei, drei oder noch mehr Tagen des Ausstellungsbesuchs eine gewisse Müdigkeit und Langeweile beschliche. So vieles, so schönes, prächtiges, vollkommenes, und immer noch mehr — solche Boulevards, Wasserspiele, Lichteffekte hat man ja schliesslich auch schon gesehen, auch Paläste, Statuen, Blumenrabatten — ein Unwille, der leicht das Kind mit dem Bade ausschüttet, kommt auf — man wird ungerecht gegen manches, nur weil man überernährt ist. Und gerade die grundsätzliche Aehnlichkeit aller Einzelteile ist vor allem verantwortlich für diese Ermüdung. Wenn noch jede Abteilung für sich ein unvollkommenes Glied wäre, und erst alle zusammen ein Ganzes bilden würden, wäre ihre Gleichartigkeit eine Tugend. Aber jeder Teil will ein Ganzes, Vollkommenes sein, und all die Abteilungen, Pavillons und Nationen, jede möglichst dick aufgetragen

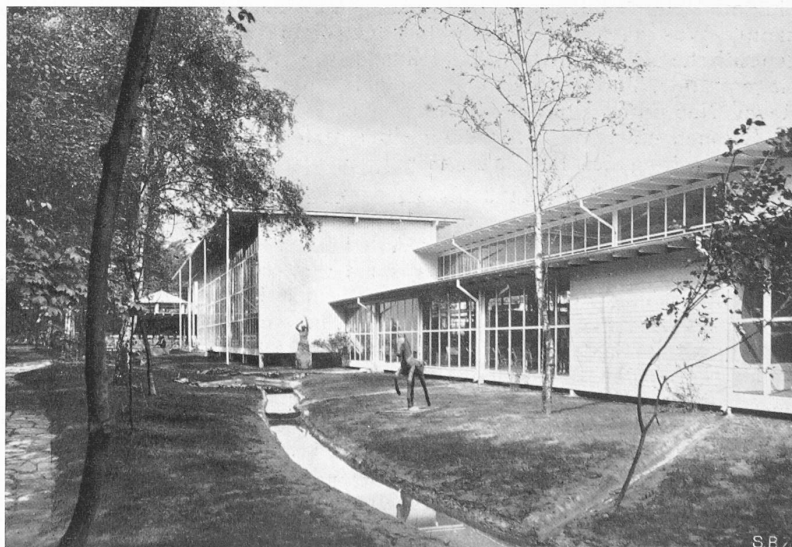


Abb. 20. Die schattige Parkseite, rechts Maschinenhalle (Lesesaal), hinten Textilhalle. Im Garten Plastiken schweizerischer Künstler.

¹⁾ Eingehende Darstellung siehe „Le Génie Civil“ vom 4. Mai 1935, „Ossature Métallique“ vom Juni 1934.

²⁾ Es wird niemand vermuten, dass wir damit eine Lanze für das abgedroschene „Schweizer-Châlet“ einlegen wollen!

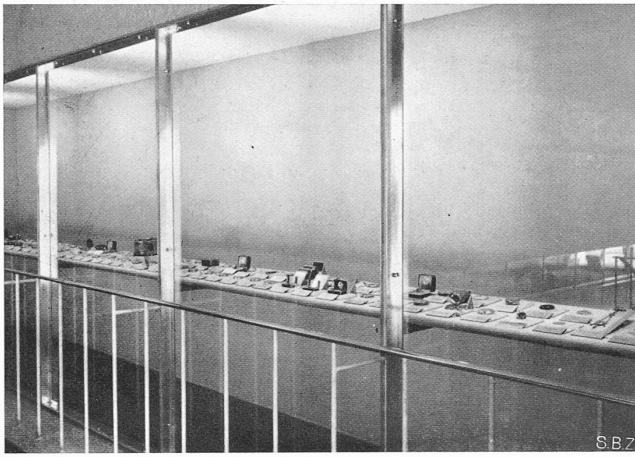


Abb. 21. Galerie des Uhrenpavillons mit historischen Werken.

und alle endlos aneinandergereiht, erwecken einen Eindruck von kulturellem Wettrüsten, das den Besucher manchmal in die Flucht schlägt.

Diese Wirkung vermeidet unsere Abteilung: hier ist jedes Thema so diskret vorgetragen, oft nur angedeutet, dass es einem nicht zuviel wird. Von Prunk wird man nicht in Anspruch genommen, dagegen freut man sich immer wieder an der eleganten Leichtigkeit der Konstruktionen und der geistreichen Gruppierung der Bauten, die so reichlich das Grün der Natur zwischen die locker zusammengefügte Glieder eindringen lassen. Hinzu kommt, dass das ganze, mannigfaltige Schweizgebiet, indem es auf die geschlossene Einheitswirkung des Monumentalbaues verzichtet, dem Besucher menschlich viel näher tritt — es verlockt zum Eintreten, zum Durchforschen, während der Palast viel mehr eine staunende Bewunderung erzeugt und der Beschauer von Anfang an darauf verzichtet, eine Beziehung zwischen sich und dem Bau zu suchen. Unsere Abteilung, in der die Ausstellungsgegenstände die erste Rolle spielen, gewinnt bei näherer Betrachtung immer mehr, wogegen ein äusserlich blendender Bau diese Steigerung kaum bieten kann.

Zu den Gegenständen unserer Ausstellung ist nun leider allerdings zu sagen, dass ihre Auswahl durchaus kein richtiges Bild der schweizerischen Produktion ergibt. Doch dies liegt an organisatorischen und finanziellen Schwierigkeiten, deren Erörterung nicht in den Rahmen dieser Darstellung gehört (wenn wichtigste Industrien eine Beteiligung ablehnten, so ist das, wenigstens zum Teil, der obenerwähnten allgemeinen Ausstellungsmüdigkeit zuzuschreiben, die gerade durch solch neuartige Lösungen behoben werden kann). Was aber zweifellos richtig getroffen ist, ist die „spezifische Dichte“ der Ausstellung: die Anzahl der Gegenstände, Photos usw. in Bezug auf den vorhandenen Raum. Nur durch Konzentration auf das Wichtigste kann im Rahmen einer Weltausstellung ein einzelnes Land sich der Erinnerung des Besuchers einprägen.

Selbstverständlich kann man über manche Einzelheiten verschiedener Ansicht sein, doch schien uns wichtig, die grundsätzliche Gestaltung unserer Abteilung warm zu begrüssen, weil sie unseres Erachtens auf der selben Linie der Entwicklung liegt, die schon seit einer Reihe von Jahren die besten schweizerischen Ausstellungsschöpfungen konsequent einhalten und damit dem verkalkten Ausstellungstyp einen neuen, lebensvolleren gegenübergestellt haben, dessen Weiterentwicklung man mit Spannung entgegenseht. Dass übrigens das Publikum der Schweizer Abteilung viel regeres Interesse entgegen bringt, als man es nach gewissen Zeitungsberichten meinen könnte, das zeigen unsere im Vorübergehen geknipsten Zufallsbildchen (Abb. 25 bis 27), der beste Beweis dafür, dass der Zweck bestmöglich erreicht worden ist. Es sind im Tag schon über 20 000 Besucher im Schweizer Pavillon gezählt worden; das Urteil ist fast ausnahmslos anerkennend.

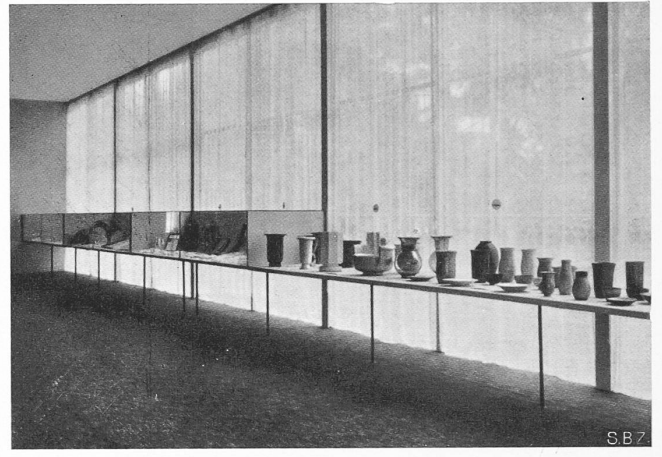


Abb. 22. Tischvitrinen und Keramik an der Glaswand der Textilhalle.

MITTEILUNGEN.

Fahrbare Kraftanlage. Die wegen Revisions- und Reparaturarbeiten von Zeit zu Zeit nötigen Betriebseinstellungen bei Ueberlandwerken sind, wenn auch nur temporär und partiell, mit dem Eindringen der Elektrizität in das Gastwirtschaftsgewerbe und in der Haushalt, den Anschluss zahlreicher, keinen Unterbruch duldenden Brutapparate usw. mit wachsenden Uebelständen verbunden. Bei den EKZ ist deshalb seit etwa 1 1/2 Jahren eine fahrbare Kraftanlage im Betrieb, die es ermöglicht, die von der Energiezufuhr abgeschalteten Anlageteile während der Revisionsdauer zu beliefern. Sie ist, gemäss Beschreibung von M. Wettstein, Zürich, im Bulletin SEV vom 22. Mai 1935, auf einem normalen 3 1/2 t-Lastwagen untergebracht, der, um ihn neben seiner gewöhnlichen Bestimmung für diesen Zweck verwendbar zu machen, mit einem 6 Zylinder, 95 PS Benzinmotor und einem (bei Lastbetrieb abmontierten) Generator für 380/220 V (transformierbar auf 250/145 und 500 V) ausgerüstet wurde. Zwei 37 m lange Kabel besorgen den Anschluss an das Niederspannungsnetz oder die Transformatorenstation. Ueber besondere Getriebe kann der Motor entweder mit den Rädern oder mit dem Generator gekuppelt werden. Der Betrieb des Motors bei stillstehendem Wagen erforderte einen Zusatzkühler (im Winter zugleich Heizkörper des Bedienungsraums), eine über Wagendach geführte Auspuffleitung und zur Innehaltung einer konstanten



Abb. 25 Schrauben-Automat im Betrieb.



Abb. 26. Im Verbindungsgang (vergl. Abb. 10 und 12). In der Nische beim Eingang zur Maschinenhalle arbeitet ständig ein Holzschnitzer.

VON DER Weltausstellung in Brüssel, Mai bis Oktober 1935. Text siehe Seite 66.
Abb. 1 bis 9 (Seiten 60 bis 63) ausländische Bauten, Abb. 10 bis 28 (Seiten 64 bis 69) Schweizer Abteilung,

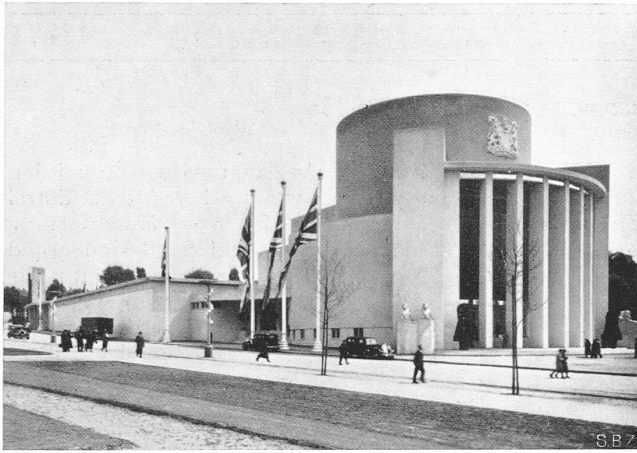


Abb. 4. Das Haus von Grossbritannien.



Abb. 3. Palast der Chemischen Industrie, davor Farbenlichtsäule.

Neuerung, die ihre Rechtfertigung darin findet, dass nach den Versuchen die ersten sichtbaren Risse in breiten Querschnitten bei bedeutend höheren rechnermässigen Eisen-
spannungen auftreten, als in schmalen Balken oder Rippen.

b) *Druck- und Biegungsspannungen* Normaler Beton Hochwertiger Beton
des Betons. kg/cm² kg/cm²

Schwerpunktspannung σ_s

	Normaler Beton kg/cm ²	Hochwertiger Beton kg/cm ²
Plattenbalken, sowie		
Rechteckquerschnitte unter 20 cm Stärke	40	55
Rechteckquerschnitte 12 bis 20 cm Stärke	45	65
Rechteckquerschnitte über 20 cm Stärke	50	70

Kantenpressung σ_r

	Normaler Beton kg/cm ²	Hochwertiger Beton kg/cm ²
Plattenbalken mit Druckplatte unter 12 cm und Rechteckquerschnitte unter 12 cm	50	70
Plattenbalken mit Druckplatte über 12 cm, Rechteckquerschnitte von 12 bis 20 cm Stärke	60	85
Rechteckquerschnitte über 20 cm Stärke	70	100

Zuschlag zu σ_r

in Rechteckquerschnitten und Rippen von Plattenbalken, wenn die wirkliche Eisen-
spannung σ_e' den zulässigen Wert σ_e nicht erreicht (Stützenquerschnitte), bei normalem und hochwertigem Beton

$$0,05 (\sigma_e - \sigma_e'), \text{ höchstens } 20 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Berücksichtigung von Temperatur- und Schwindspannungen dürfen σ_s und σ_r erhöht werden, um höchstens 30 %.

c) *Spannungen für Spezialbeton.* Die zulässige Schwerpunktspannung berechnet sich nach der Formel

$$\sigma_s' = 0,1 \sigma_s \sqrt{\frac{\beta}{2} - 50}$$

wo β die aus Vorversuchen ermittelte mittlere Würfel-
festigkeit nach 28 Tagen und σ_s die zulässige Schwerpunktspannung von hochwertigem Beton bezeichnet. Die zulässige Randspannung beträgt dann

$$\sigma_r' = 1,4 \sigma_s'$$

Für einen Rechteckquerschnitt von mehr als 20 cm Stärke ergibt sich darnach mit $\beta = 500 \text{ kg/cm}^2$ die zulässige Axspannung zu rund 100 kg/cm^2 und die zulässige Randspannung zu rund 140 kg/cm^2 . Es ist klar, dass diese hohen Spannungen nur bei sehr sorgfältiger Projektierung und eingehender Baukontrolle zu verantworten sind.

d) *Knickspannungen der Säulen.* Die in den Vorschriften 1909 benützte klassische Knickformel nach Rankine und W. Ritter wurde ersetzt durch folgende empirische Formeln

$$\begin{aligned} \text{Normaler Beton} & \quad \sigma_k = \sigma_s + 7 - 0,2 \lambda \\ \text{Hochwertiger Beton} & \quad \sigma_k = \sigma_s + 10 - 0,3 \lambda \end{aligned}$$

Darin bezeichnen σ_s die massgebenden Schwerpunktspannungen (vgl. unter b) und λ den Schlankheitsgrad der Säulen (Quotient aus freier Knicklänge l_k und massgebendem Trägheitsradius r). Die Formeln sind anzuwenden, wenn der Schlankheitsgrad λ den Wert 35 übersteigt; Schlankheitsgrade über $\lambda = 120$ sollen vermieden werden. Für Säulen von rechteckigem Querschnitt über 20 cm Stärke lauten die Formeln für die zulässigen Knickspannungen, wenn an Stelle des Trägheitsradius die Mindeststärke d eingeführt wird

$$\begin{aligned} \text{Normaler Beton} & \quad \sigma_k = 57 - 0,70 \frac{l_k}{d} \\ \text{Hochwertiger Beton} & \quad \sigma_k = 80 - 1,04 \frac{l_k}{d} \end{aligned}$$

Für umschnürte Säulen oder Druckglieder ist in den Normen eine dem Additions-
gesetz entsprechende Formel enthalten, die auch die Knickgefahr zu berücksichtigen sucht. — Für exzentrisch beanspruchte Säulen und Druckglieder berechnet sich die zulässige Spannung von der Normalkraft allein, indem die zulässige Knickspannung σ_k für axialen Druck mit einem von der Exzentrizität f abhängigen Reduktionsfaktor c multipliziert wird; die Normen 1935 geben für c eine kleine Zahlentabelle, die zu interpolieren ist. Indessen lässt sich c auch genügend genau nach der einfachen Formel

$$c = \frac{1}{1 + 1,3 \frac{f}{k}}$$

berechnen, wo f die Exzentrizität in der Mitte der Knicklänge und k den massgebenden Kernradius bezeichnen. Dieser Rechnungsgang für „Exzentrisches Knicken“ entspricht den bisherigen Knickversuchen in der E. M. P. A. und ist als eine vorläufige Regelung zu betrachten, da Versuche mit verschiedenen Einspannungsgraden heute noch nicht vorliegen.

e) *Hauptspannungen, Schubsicherung.* Ueberschreiten die schiefen Haupt-Zugspannungen in der neutralen Axe die Werte

$$\begin{aligned} & 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ bei normalem Beton und} \\ & 5 \text{ kg/cm}^2 \text{ bei hochwertigem Beton,} \end{aligned}$$

so ist die sogenannte Schubsicherung durch abgebo-
gene Eisen und Bügel nach Massgabe des Schubspannungsdiagrammes durchzuführen, wobei die zulässigen Spannungen von 1200 kg/cm^2 für normalen und 1600 kg/cm^2 für hochwertigen Stahl einzuhalten sind. Die Schubsicherung wird also nicht über den ganzen Träger verlangt, sondern nur in den Zonen, wo die obigen Hauptspannungen überschritten werden. — Der Betonquerschnitt ist so zu bemessen, dass die grösste Schubspannung

$$\begin{aligned} & 12 \text{ kg/cm}^2 \text{ bei normalem Beton und} \\ & 15 \text{ kg/cm}^2 \text{ bei hochwertigem Beton} \end{aligned}$$

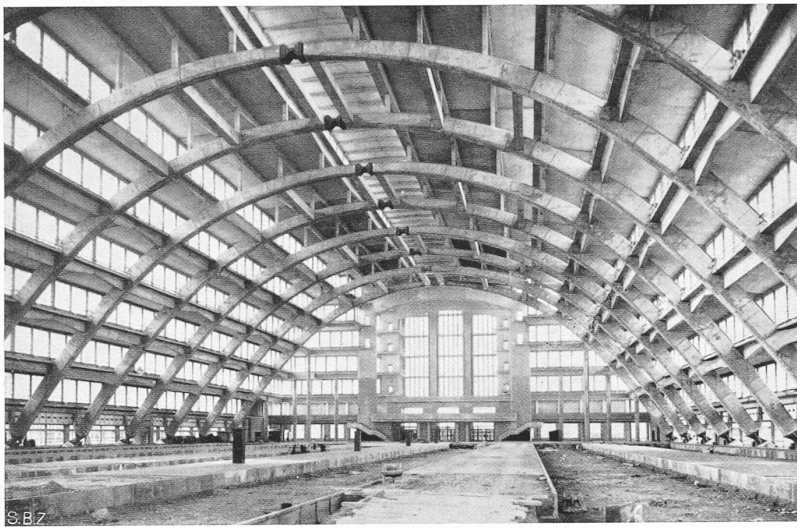


Abb. 2. Halle des „Grand Palais“ für die Eisenbahnfahrzeuge.

Ausführung S. A. ENGEMA, Brüssel.



Abb. 1. Grand Palais als Blickpunkt der Hauptaxe.

nicht überschreitet. Diese Bestimmung war bereits in der Eidg. Verordnung vom Nov. 1915 in der Form enthalten, dass der Beton ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen mindestens $\frac{1}{3}$ der Schubkräfte aufzunehmen habe. Durch die genannte Bestimmung werden die Abmessungen der Rippen von Plattenbalken in ihren Minimalmassen zweckmässig begrenzt. Ueber die Haftspannung zwischen Beton und Eisen wird in den „Normen 1935“ ein Nachweis nicht gefordert.

3. BERECHNUNG AUF BIEGUNG.

Die in den „Vorschriften 1909“ empfohlene Berechnungsweise der Biegungsspannungen wurde grundsätzlich beibehalten. Darnach werden die Elastizitätsmodule des Betons und des Eisens als konstant betrachtet und die Betonzugspannungen bei der Berechnung der neutralen Axe und der Normalspannungen ausser Acht gelassen; es gilt die klassische Biegungslehre von Navier, erweitert auf den Verbundquerschnitt im Stadium der Rissebildung. Die Mängel dieser heute in den Eisenbetonbestimmungen fast aller Länder angegebenen Berechnungsweise sind bekannt und in der Literatur vielfach erörtert worden. Dass diese Berechnung den Sicherheitsgrad nicht durchwegs befriedigend beurteilen lässt, lehrt schon die Notwendigkeit der Einführung des bereits erwähnten Zuschlages von 0,05 ($\sigma_e - \sigma_e'$) für die zulässige Betonspannung, wenn die Eisenspannung den zulässigen Wert nicht erreicht.

a) *Verhältniszahl n.* Das Verhältnis der Elastizitätsmodule für das Eisen auf der Zug- und Druckseite und für den gedrückten Beton wurde in den „Normen 1935“ einheitlich zu $n = 10$ gewählt, sowohl für den normalen wie für den hochwertigen Beton. In den Vorschriften 1909 und 1915 war für das Eisen auf der Zugseite $n = 20$ und für das gedrückte Eisen $n = 10$ vorgeschrieben. Nach den Versuchen variiert die Zahl n stark mit der Betonqualität,

dem Armierungsgehalt und der Dauer der Beanspruchung. Die Einführung einer veränderlichen Verhältniszahl n hätte aber die statischen Berechnungen stark kompliziert und war aus diesem Grunde den praktisch tätigen Statikern nicht erwünscht. Für hochwertigen Beton kann die Zahl $n = 10$ wohl als guter Durchschnitt betrachtet werden, während bei normalem und schlechtem Beton n wesentlich höher liegt. Da sich für $n = 10$ etwas höhere Betonspannungen ergeben als für $n = 20$, so ist die getroffene Wahl von $n = 10$ wohl zu verantworten.

b) *Berechnung der Spannungen.* In der untenstehenden Tabelle sind einige Koeffizienten c_1 und c_2 der bekannten Spannungsformeln für Rechteckquerschnitte mit einfacher Armierung für $n = 10$ und $n = 20$ einander gegenüber gestellt (Tabelle links).

Man erkennt, dass mit $n = 10$ die Betonspannung 20 bis 30 % höher liegt als mit $n = 20$; die Eisenspannung sinkt dagegen mit $n = 10$ unwesentlich. Diese Verhältnisse sind wohl zu beachten, wenn man die zulässigen Spannungen der Normen 1935 mit den Werten anderer Vorschriften vergleichen will.

c) *Bemessung der Querschnitte.* Die nachstehende Zusammenstellung enthält die Armierungsgehalte und die Koeffizienten c_3 und c_4 in den Bemessungsformeln für rechteckige Querschnitte. Den Werten für $n = 10$ sind die entsprechenden Werte für $n = 20$ gegenübergestellt.

Wie die Tabelle zeigt, ergeben sich bei gleichen zulässigen Spannungen für $n = 10$ stärkere Querschnitte als für $n = 20$, dafür wird mit $n = 10$ wesentlich weniger Eisen benötigt. Von Interesse ist ferner, dass die zulässige

$$\sigma_b = c_1 \frac{M}{b h^2}, \quad \sigma_e = c_2 \frac{M}{b h^2} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$h = c_3 \sqrt{\frac{M}{b}}, \quad F_e = c_4 \sqrt{M b}$$

$\mu \%$	$n = 10$		$n = 20$	
	c_1	c_2	c_1	c_2
0,2	11,76	532	8,87	545
0,5	8,14	220	6,34	227
1,0	6,34	114	5,11	118
1,5	5,58	78	4,59	81
2,0	5,11	59	4,27	62
3,0	4,58	41	3,94	43

σ_e kg/cm ²	σ_b kg/cm ²	$n = 10$			$n = 20$		
		$\mu \%$	c_3	c_4	$\mu \%$	c_3	c_4
1200	40	0,42	0,47	0,0020	0,67	0,38	0,0025
	50	0,61	0,39	0,0024	0,95	0,32	0,0031
	70	1,07	0,30	0,0032	1,57	0,25	0,0040
	85	1,47	0,26	0,0038	2,06	0,22	0,0046
	100	1,89	0,23	0,0043	2,61	0,20	0,0052
1400	40	0,32	0,49	0,0016	0,52	0,40	0,0020
	50	0,47	0,41	0,0019	0,75	0,33	0,0025
	70	0,83	0,31	0,0026	1,25	0,26	0,0033
	85	1,15	0,27	0,0031	1,65	0,23	0,0038
	100	1,49	0,24	0,0035	2,10	0,21	0,0043

VON DER WELTAUSSTELLUNG IN BRÜSSEL, MAI BIS OKTOBER 1935. Text siehe Seite 66.



Abb. 5. Finnland, rechts im Hintergrund Bulgarien.



Abb. 6. Tschechoslowakei.

Eisenspannung $\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$ eine geringe Mehrstärke der Platte verlangt, verbunden mit einem Minderaufwand an Eisen. — Es bietet keine Schwierigkeit, auf dem Rechnungswege den Armierungsgehalt eines Rechteckquerschnittes zu ermitteln, der einem *Minimum der Kosten* entspricht. Ist das Biegemoment konstant, so erhält man für eine einfach armierte Platte ohne Seitenschalung mit $n = 10$ den wirtschaftlichen Armierungsgehalt zu

$$\mu \text{ ‰} = \frac{100}{10,64 + \frac{\varepsilon k_e}{k_b}}$$

worin k_b den Einheitspreis für Beton und k_e den Einheitspreis des Eisens (auf die gleiche Dimension bezogen) darstellen; ε ist ein Koeffizient grösser als 1, der den effektiven Eisenbedarf im Vergleich zum theoretischen Bedarf berücksichtigt. Man erhält mit $k_b = 40 \text{ Fr./m}^3$, mit $k_e = 2355 \text{ Fr./m}^3$ ($= 0,30 \text{ Fr./kg}$) und $\varepsilon = 1,3$ den wirtschaftlichen Armierungsgehalt zu

$$\mu \text{ ‰} = \frac{100}{10,64 + \frac{1,3 \cdot 2355}{40}} = 1,12 \text{ ‰}$$

Wenn ein Teil des Biegemomentes von der Plattenstärke abhängt, so erhöht sich das Ergebnis etwas. Dem Wert 1,12 ‰ entspricht für $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ die Betonspannung von 72 kg/cm^2 und bei $\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$ die Betonspannung von 84 kg/cm^2 . Die bei hochwertigem Beton für Querschnitte über 20 cm Stärke noch zulässige Betonspannung $\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ liegt meistens bereits über der wirtschaftlichen Grenze und bietet keine Vorteile, wenn nicht andere Erwägungen zu ihrer Anwendung Veranlassung geben. Für den Plattenbalken mit Plattenbreite b und Rippenbreite b_0 ergibt sich auf dem Wege der Rechnung der wirtschaftliche Armierungsgehalt zu

$$\mu \text{ ‰} = \frac{100}{10,64 + \frac{\varepsilon k_e b}{k_b b_0 + 2 k_s}}$$

Darin bezeichnet k_s die Kosten der Seitenschalung pro m^2 . Man erhält für $k_b = 40 \text{ Fr./m}^3$, $k_e = 2355 \text{ Fr./m}^3$, $k_s = 5 \text{ Fr./m}^2$, $b_0 = 0,30 \text{ m}$, $b = 6 b_0$ und $\varepsilon = 1,4$

$$\mu \text{ ‰} = \frac{100}{10,64 + \frac{1,4 \cdot 2355 \cdot 6 \cdot 0,30}{40 \cdot 0,30 + 2 \cdot 5}} = 0,36 \text{ ‰}$$

Der wirkliche Armierungsgehalt ist beim Plattenbalken stets bedeutend kleiner als bei der Platte. Dem Wert $\mu = 0,36 \text{ ‰}$ entspricht für $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ die Betonspannung von nur 37 kg/cm^2 . In der Regel liegen beim Plattenbalken die wirtschaftlichen Betonspannungen zwischen 30 und 45 kg/cm^2 und man wird die nach den

Normen 1935 zulässigen Betonspannungen nur dann ausnutzen, wenn besondere Gründe vorliegen.

d) *Näherungsberechnung.* Gegen die genaue Spannungsberechnung ist schon häufig eingewendet worden, dass sie für die Anwendung in der Praxis zu zeitraubend sei, insbesondere deswegen, weil der Zusammenhang zwischen dem Armierungsgehalt und der Lage der neutralen Axe nicht linear ist. Es ist leicht möglich, Näherungsformeln aufzustellen, die innert gewisser Grenzen mit genügender Annäherung eine äusserst rasche Spannungsberechnung ermöglichen. Für einen Rechteckquerschnitt mit dem Armierungsgehalt $\mu = \frac{F_c}{b h}$ der Zugeisen und $\mu' = \frac{F_c'}{b h}$ der Druckeisen ergibt sich für den Hebelarm der inneren Kräfte

$$\eta = \frac{y}{h} = 0,94 - 6 \mu + \mu'$$

Diese einfache Formel wurde durch Vergleich mit den exakten tabellierten Werten aufgestellt; der Fehler liegt in den Grenzen für μ und $\mu' = 0,2 \div 2 \text{ ‰}$ unter 3 ‰. Hat man den Hebelarm berechnet, so findet man sofort die Eisenspannung σ_e und mit Hilfe der folgenden Näherungsformel auch sofort σ_b :

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = 0,026 + 3 \mu - \mu'$$

Diese Näherungsformel liefert die Spannung σ_b für Armierungsgehalte 1 bis 2 ‰ mit grosser Genauigkeit (Fehler kleiner als 2 ‰). Ist der Armierungsgehalt unter 0,8 ‰, so liefert die Formel σ_b etwas zu hoch, doch ist dies ohne Belang, da für so geringe Armierungsgehalte die zulässige Betonspannung nicht mehr erreicht wird. Bei Plattenbalken ist nach den neuen Vorschriften der Fall, dass die neutrale Axe unterhalb der Platte liegt, nicht mehr so häufig wie früher. Man wird alsdann für den Hebelarm zwischen Zug und Druck stets mit dem Näherungswerte $h - \frac{d}{2}$ rechnen können. Ausgenommen sind die Fälle, wo sich eine Berücksichtigung der Druckspannungen in der Rippe empfiehlt (Balkenbrücken).

e) *Betonzugspannungen.* In der „Eid. Verordnung 1915“ waren für Brücken, Gehstege und Landungsanlagen, sowie unter besonderen Umständen auch für Hochbauten die Zugspannungen im Beton nachzuweisen, die gewisse zulässige Werte nicht überschreiten durften. Durch diese Forderung, die aus den Anfängen der Eisenbetonbauweise herrührt, sollte eine genügende Riss-Sicherheit garantiert werden. In den „Normen 1935“ ist die Forderung zulässiger Betonzugspannungen nicht mehr enthalten, da sich heute

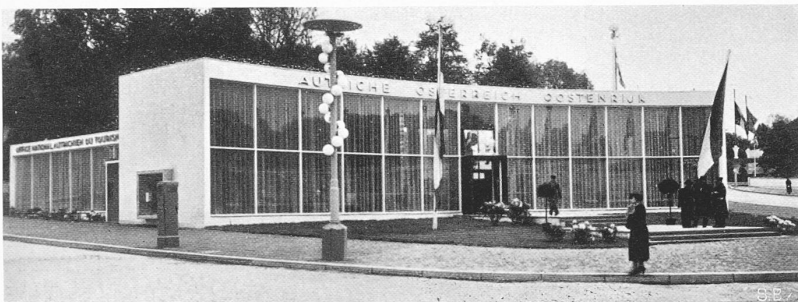


Abb. 7 (unten) Oesterreichischer Pavillon.

Abb. 8 (oben) Dänischer Pavillon.

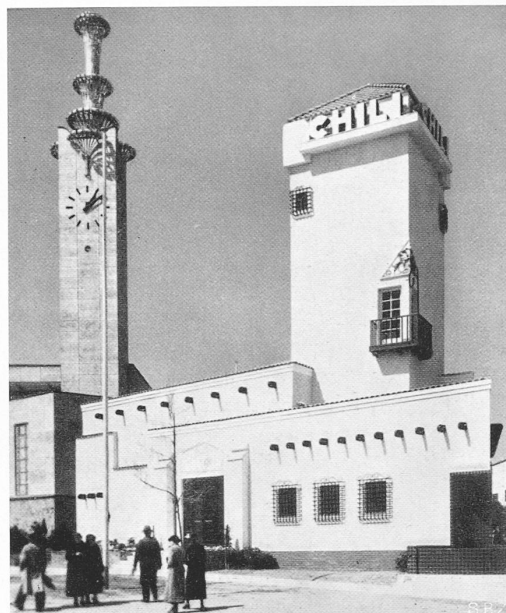


Abb. 9. Rechts Chile, links dahinter Holland.

allgemein die Ansicht Bahn gebrochen hat, dass eine effektive Rissicherheit im Eisenbetonbau weder erreichbar noch notwendig ist.

4. BERECHNUNG UND ARMIERUNG DER SÄULEN.

Die zulässigen Spannungen der neuen Normen ermöglichen wesentlich kleinere Säulenquerschnitte als die „Vorschriften 1909“. Nach diesen erforderte beispielsweise eine Last von 100 t einen quadratischen Säulenquerschnitt mit einer Stärke von 52 cm (bei minimaler Armierung und einem Schlankheitsgrad $\lambda < 70$), während man jetzt für $\lambda < 35$ mit einer Säulenstärke von 43 cm bei normalem Beton und 36 cm bei hochwertigem Beton auskommt. Dafür ist der kleinste zulässige Armierungsgehalt etwas erhöht und vom Schlankheitsgrad der Säule abhängig gemacht worden; statt 0,6 % beträgt er in den neuen Normen

$$\mu \% = 0,25 + 0,015 \lambda.$$

Die Bemessung der Säulen nach den neuen Normen liefert indessen einen etwas kleineren Sicherheitsgrad als nach den „Vorschriften 1909“. Die erhöhten zulässigen Spannungen lassen sich nur rechtfertigen, wenn die Berechnung der Lasten einwandfrei durchgeführt wird und die Ausführung der Säulen mit aller Sorgfalt erfolgt. Es ist wohl zu beachten, dass bei der Berechnung und Ausführung der Säulen verhältnismässig leicht Fehler unterlaufen können, die von grossem ungünstigem Einfluss auf den Sicherheitsgrad sind und daher unbedingt vermieden werden müssen. Bei der Berechnung sind die folgenden Punkte besonders zu beachten:

a) *Kontinuitätszuschlag.* Es war bisher in der Praxis oft üblich, die Säulenlasten ohne Berücksichtigung der Stützmomente der Träger zu berechnen. Angesichts der erhöhten zulässigen Spannungen ist in Zukunft diese Annäherungsrechnung nicht mehr gestattet, sondern der „Kontinuitätszuschlag“ ist stets in der Rechnung zu berücksichtigen. In besondern Fällen wird es sich auch empfehlen, die Stützendrücke nach der Theorie des durchlaufenden Balkens auf elastisch senkbaren Stützen zu ermitteln und die damit erhaltene Werte der Dimensionierung zu Grunde zu legen.

b) *Berücksichtigung der Biegemomente.* Bei biegezugfest angeschlossenen Säulen sind ihre Biegemomente stets nach der Theorie des durchlaufenden Balkens auf elastisch drehbaren Stützen zu berechnen. Die zulässigen Axspannungen in den Säulen, die Biegemomente erhalten, müssen stets unter Berücksichtigung des Abminderungskoeffizienten für exzentrisches Knicken festgelegt werden (vgl. unter 2 d).

5. SCHNITTKRÄFTE UND SCHNITTMOMENTE.

Die „Normen 1935“ enthalten zahlreiche Bestimmungen über die Berechnung der Schnittkräfte und Schnittmomente. Grundlegend ist die Forderung, dass die statischen Berechnungen auf wissenschaftlicher Basis, unter Berücksichtigung der tatsächlichen Wirkungsweise der Bauwerke und unter Annahme elastischer Baustoffe durchzuführen sind. Darnach erfolgt die Berechnung statisch unbestimmter Systeme grundsätzlich mit Hilfe der technischen Elastizitätslehre. Der Ersatz der Elastizitätstheorie durch primitive Ueberlegungen konnte allerdings nicht ganz ausgeschaltet werden, beschränkt sich jedoch auf die Anerkennung solcher Näherungsberechnungen, von denen sicher ist, dass sie den Ergebnissen der Elastizitätstheorie nahe kommen (z. B. Streifenmethode für kreuzweise armierte Platten). Dagegen ist es nicht zulässig, die sich nach der Elastizitätstheorie ergebenden Schnittkräfte willkürlich zu reduzieren, oder die zulässigen Spannungen zu überschreiten unter der Begründung, die Konstruktion verhalte sich günstiger als dies in der Elastizitätstheorie zum Ausdruck kommt. Es lässt sich allgemein zeigen, dass in einem statisch unbestimmten Eisenbetonbau der Einfluss der Rissebildung an einer überanspruchten Stelle infolge der damit verbundenen Aenderung der Biegesteifigkeit auf die Schnittkräfte in dem gefährdeten Querschnitt günstig wirkt; eine ausgleichende Wirkung hat auch das plastische Verhalten des Betons für das Eigengewicht der Konstruktion zur Folge. Diese zusätzlichen Einflüsse sollen jedoch eine Sicherheitsreserve darstellen und in der Berechnung der Beanspruchungen nicht bereits vorweggenommen werden. Natürlich ist die Berechnung der Schnittkräfte stets mit den zutreffenden Elastizitätsbedingungen durchzuführen; bei wichtigen Objekten wird es sich oft empfehlen, die Ergebnisse auf Grund verschiedener Auflagerbedingungen einander gegenüberzustellen um zur Bemessung die jeweils ungünstigsten Schnittmomente zu benützen. Neben den rechnerischen Methoden sind auch die experimentellen Verfahren zugelassen.

Unter den zahlreichen Einzelschriften mögen die folgenden besonders erwähnt werden:

a) *Eingespannte und durchlaufende Träger.* Elastische Einspannungen, Senkungen oder Verdrehungen der Auflager sind gebührend zu berücksichtigen. Der Konstrukteur wird dieser Forderung nicht immer in vollem Umfange genügen können, und wird von Fall zu Fall die Vereinfachungen einführen, die möglich sind, ohne dass das



Abb. 11. Die Urennhalle, die den untern Eingang zur Schweizerabteilung bildet. Rechts Austritt von der Galerie auf den Verbindungsgang.



Abb. 12. Verbindungsgang zur Maschinenhalle, mit graphischem Schmuck von Max Bill; vorn der Alpenblumen-Garten.

Kräftebild in unzulässiger Weise beeinflusst wird. So wird sich die Berücksichtigung der elastischen Senkbarkeit der Stützen auf gewisse Sonderfälle beschränken können. Die grössten Feldmomente dürfen nicht kleiner in Rechnung gestellt werden, als sie sich aus der Annahme einer beidseitigen vollen Einspannung der einzelnen Felder ergeben. Diese wichtige Vorschrift trägt dem Umstande Rechnung, dass die übliche Theorie des durchlaufenden Balkens dem Drehwiderstand der Auflager nicht genügend Rechnung trägt. Beispielsweise erhält man für einen durchlaufenden Balken auf drei drehbaren Stützen und drei gleichen Öffnungen das Feldmoment in der Mittelöffnung zu $\frac{g l^2}{40} + \frac{3p l^2}{40}$. Wäre die Mittelöffnung vollständig eingespannt, so hätte das Feldmoment den Wert $(g + p) \frac{l^2}{24}$. Die beiden Ausdrücke sind einander gleich für $g = 2p$. Für $g > 2p$ liefert somit die Berechnung als durchlaufender Balken mit frei drehbaren Stützen in der Mittelöffnung Werte, die kleiner sind, als vollständiger Einspannung entspricht und daher durch den fast immer vorhandenen Drehwiderstand der Auflager vergrössert werden.

b) *Platten mit kreuzweiser Armierung.* Allseitig gelagerte Platten sind nach der Plattentheorie zu berechnen. Die Näherungsberechnung nach der Streifenmethode ist zulässig; dabei ist den vorhandenen Randbedingungen jedoch Rechnung zu tragen. Bei allseitig frei aufliegenden Platten darf dem Einfluss der Drillungssteifigkeit durch einen vereinfachten Reduktionsfaktor Rechnung getragen werden; allseitige freie Auflagerung kommt freilich in der Praxis des Eisenbetonbaues selten vor. Die Anwendung der Streifenmethode führt bei gleichmässig verteilter Belastung zu einer Verteilung der Lasten nach den beiden Tragrichtungen entsprechend den 4. Potenzen der Stützweiten, während in den „Vorschriften 1909“ die 2. Potenzen empfohlen wurden. Bei Flächentragwerken grosser Abmessungen wird der Konstrukteur zur Anwendung der Elastizitätstheorie oder zur experimentellen Ermittlung an Hand von Modellen greifen.

c) *Nutzbare Plattenbreiten von Plattenbalken.* Die „Vorschriften 1909“ sind nur wenig geändert; die Plattenbreite ist im Maximum zu $b_0 + 16d$ oder $b_0 + 0,25 l$ anzunehmen, wo b_0 die Rippenbreite bezeichnet.

d) *Verteilung einer konzentrierten Last.* Die Verteilung einer konzentrierten Last erfolgt durch eine lose Deckschicht unter 60° und durch eine feste Deckschicht unter 45° bis zur Plattenaxe. Die Verteilungsbreite quer zur Tragrichtung ist ferner abhängig von der relativen Stärke der Verteilungseisen. Die Beschränkung auf 60° bei loser

Deckschicht entspricht den neueren Versuchen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand.

6. KONSTRUKTIVE VORSCHRIFTEN.

a) *Minimale Nutzhöhen für Platten und Plattenbalken.* Die erhöhten zulässigen Spannungen der neuen Normen gaben Veranlassung zu Bestimmungen über die Mindeststärken von Platten und Plattenbalken, um abnormale Formänderungen und Schwingungserscheinungen zu vermeiden. Die Nutzhöhe von Platten mit einer Tragrichtung muss wenigstens $\frac{1}{30}$ des Abstandes der Momentennullpunkte betragen; bei kreuzweise armierten Platten gilt als Minimalmass $\frac{1}{35}$ des Abstandes der Momenten-Nullpunkte für die kleinere Tragrichtung. Plattenbalken erfordern eine Nutzhöhe von mindestens $\frac{1}{25}$ des Abstandes der Momentennullpunkte. Die Druckplatte von Plattenbalken muss mindestens 8 cm stark sein.

b) *Hohlkörperdecken.* Die Plattenstärke über den Hohlkörpern (sog. Ueberbeton) muss mindestens $\frac{1}{10}$ des Abstandes der Rippen oder 4 cm betragen. Hohlkörperdecken ohne Ueberbeton sind nicht grundsätzlich ausgeschlossen. Zur Aufnahme der Druckspannungen dürfen die Füllkörper nur herangezogen werden, wenn befriedigende Vorversuche vorliegen; ausserdem müssen genügend bemessene Querrippen das Zusammenwirken der Längsrippen gewährleisten.

c) *Armierung.* Die Normen enthalten Minimalmasse für die Eisendurchmesser, deren Einhaltung keine Schwierigkeiten bietet. Für die Trageisen von Plattenbalken im Hochbau (auch Rippen- und Hohlkörperdecken) ist als kleinster Durchmesser 10 mm zugelassen, für die Verteilungseisen in Platten 6 mm, für die Bügel 5 mm. Bei Platten darf der gegenseitige Abstand der Trageisen höchstens die 1,2-fache Plattenstärke betragen und der Querschnitt der Verteilungseisen ist zu mindestens 20% desjenigen der Trageisen anzunehmen. In Plattenbalken ist der Abstand der Trageisen so zu wählen, dass der einzubringingende Beton „genügend freien Durchgang findet“ (also mindestens 3 cm). Bei Bauten im Freien muss der lichte Abstand der Eisen von der Oberfläche wenigstens 1,5 cm bei Platten und 3 cm bei Trägerrippen und Säulen betragen. — Die „Normen 1935“ enthalten auch Angaben über die Abbiegungen, die Endhaken und Stossverbindungen der Eisen.

7. BAUAUSFÜHRUNG UND BAUKONTROLLE.

Die Bestimmungen über die Ausführung sind wesentlich umfangreicher als in den „Vorschriften 1909“; insbesondere wurden eingehende Angaben über die Herstellung und Behandlung des Betons für nötig erachtet.



Abb. 13. Uhr auf Antikorodalgerüst, Fahnenreihe, dahinter die Maschinenhalle.



Abb. 14. Am obren Eingang der Schweizerabteilung: rechts die Laube für Fremdenverkehrspropaganda, Lebensmittel-Ausstellung und Wirtschaft, links die Textilhalle.

a) *Beton.* Für Eisenbetonbauten soll Beton *plastischer Konsistenz* verwendet werden. Gussbeton kommt nur ausnahmsweise für Bauten in Frage, die der Frostwirkung nicht ausgesetzt sind; hierbei sind Kies und Sand stets getrennt anzuliefern. Bei Anwendung von hochwertigem Beton muss sich der Bauleiter durch eingehende Versuche vor Baubeginn überzeugen, dass die verlangten Festigkeiten unbedingt erreicht werden können. Für die in den Normen vorgeschriebenen Prüfungen sollte jede Baustelle mit einem Siebsatz und einem Ausbreitgerät versehen sein. Die Betonmischmaschinen müssen zuverlässige Wassermessvorrichtungen besitzen. Die „Normen 1935“ enthalten auch Angaben über die zweckmässigste Zusammensetzung des Kies-Sandes; indessen wird sich bei starken oder gedrängten Armierungen in der Praxis oft ein etwas höherer Sandgehalt empfehlen, um der Gefahr von Hohlrumbildungen vorzubeugen.

b) *Eiseneinlagen.* Abbiegungen und Endhaken der Trageisen bis 30 mm Durchmesser können im kalten

Zustande ausgeführt werden. Die „Normen 1935“ verlangen vor dem Betonieren eine Ueberprüfung der Abmessungen der Bauteile, insbesondere der Eiseneinlagen, durch den Bauleiter. Es dürfte sich empfehlen, diese Kontrolle grundsätzlich von dem Eisenbetonkonstrukteur, der die statischen Berechnungen ausgefertigt hat und die gewählten Eisendimensionen kennt, durchführen zu lassen. Erfahrungsgemäss werden bei der Eisenkontrolle Fehler oft übersehen, wenn die Prüfung durch einen Techniker erfolgt, der die Projektpläne nicht gründlich kennt.

c) *Ausschalen und Ausrüsten.* Nichttragende Schalungen dürfen bei normalen Erhärtungsbedingungen nach zwei bis drei Tagen entfernt werden. Für das Ausrüsten enthalten die „Normen 1935“ Angaben über Ausrüstungsfristen, z. B. für Tragwerke von mehr als 6 m Stützweite

Architekt HANS HOFMANN,
i. F. Kellermüller & Hofmann,
Zürich.
Ing. ALB. WICKART, Zürich.
Bauleitung: Architekt
P. Calame-Rosset, Brüssel.
Ausführung Socofonda,
Brüssel.

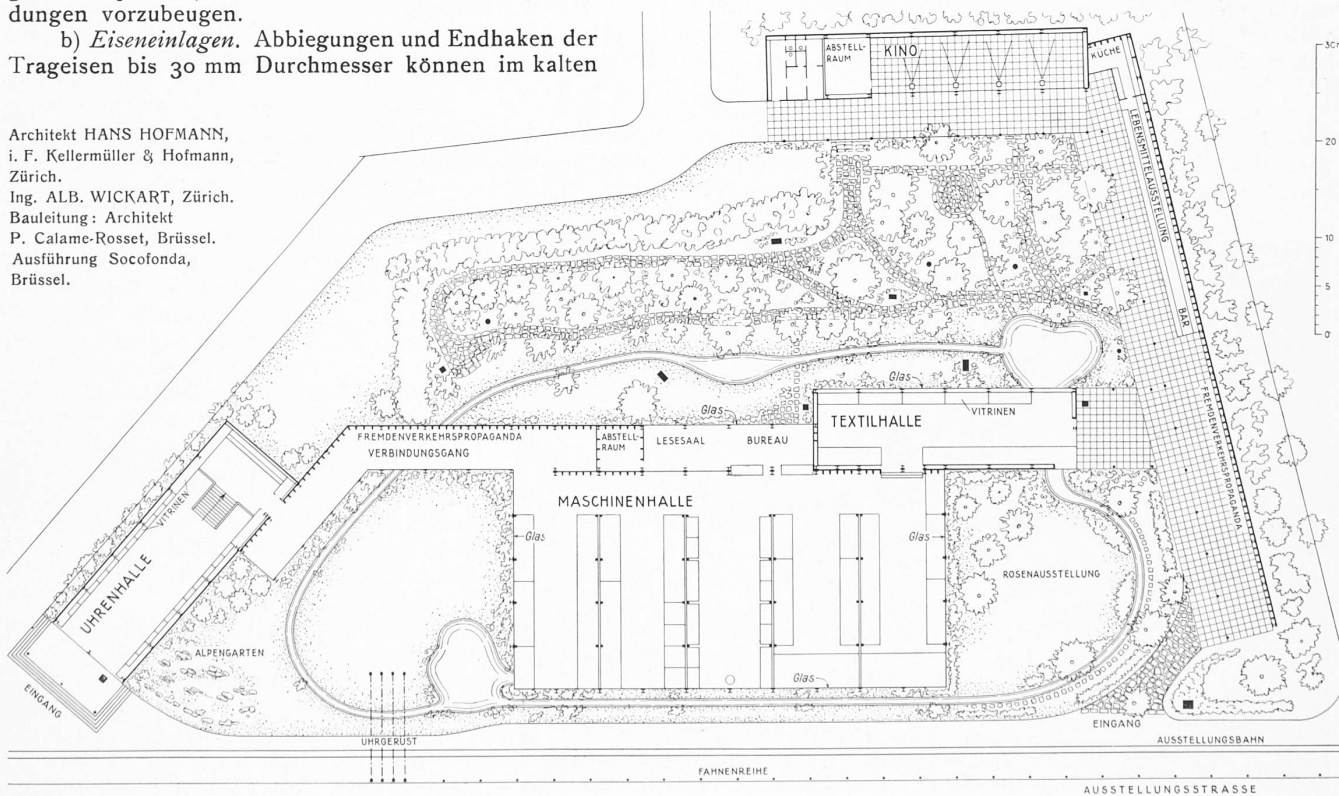


Abb. 10. Plan der schweizerischen Abteilung, 1 : 700. Im „Kino“ laufen beständig Filme und Lichtbilder schweizerischer Landschaften, Industrien usw., die sich grosser Aufmerksamkeit erfreuen.

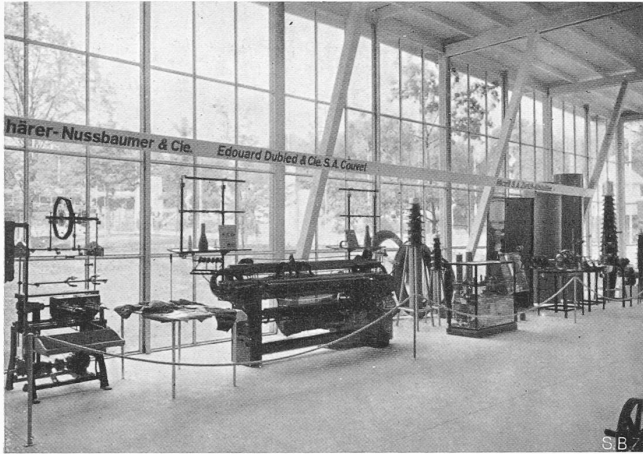


Abb. 23. Obere Stirnseite der Maschinenhalle.

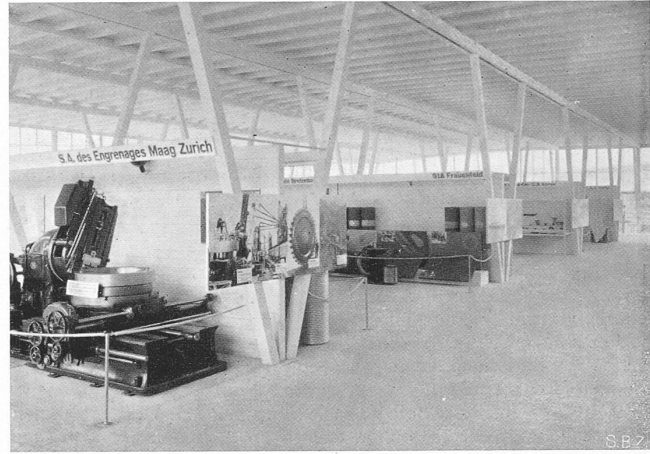


Abb. 24. Längsgang der Maschinenhalle mit Blick in die Kojen.

Generatordrehzahl einen Isodromregler. Es können 260 l Benzin mitgeführt werden, bei mittlerer Belastung für etwa 9 Stunden ausreichend. Im Dauerbetrieb kann der Generator maximal 55 kW erzeugen bei 24 kg/h Benzinverbrauch. Plötzliche Belastungsänderungen von 20 bis 30% der Nennleistung bewirken Drehzahl-schwankungen von 3 bis 6%.

Die Entwicklung des geschweissten Vollwandträgers. In Anlehnung an die genietete Ausbildung erfolgte bei den ersten geschweissten Vollwandträgern die Verbindung von Steg und Gurtplatte mit Hilfe von Gurtwinkeln. Diese Anordnung wurde jedoch bald als unzuweckmässig erkannt und in der Folge die Gurtplatte stumpf mit dem Stegblech verschweisst. Abgesehen von dem noch unabgeklärten Problem der Schrumpfspannungen wurde dabei die Beanspruchung der Schweissnähte rechnerisch noch unvollkommen erfasst. Aus dieser Erkenntnis heraus verfolgten die neuesten Konstruktionsvorschläge zwei Ziele: 1. Querschnittsverstärkung der Gurtplatte an der Verbindungsstelle mit dem Steg und 2. Fernhalten der Nähte von der gefährdeten Uebergangsstelle zwischen Steg und Flansch. Die Gurtplatte wird mit nasenförmigen (Nasenprofil) oder wulst-artigen (Wulstprofil) Verstärkungen versehen. Im ersten Falle liegen die Nähte um die Höhe der Nasen vom Flansch entfernt und die Gurtplatte wird durch die Nasen und den dazwischen liegenden Teil an der Verbindungsstelle kräftig versteift. Laut „Bau-

ingenieur“ (Heft 21/22 1935) wurde das Nasenprofil bereits mit Erfolg bei mehreren Reichsbahnbrücken verwendet. Den neuesten Schritt der Vollwandträgerentwicklung stellen die Wulstprofile dar. Diese werden in Breiten bis zu 1000 mm und in Dicken bis zu 80 mm in jeder gewünschten Abstufung geliefert. Das Stegblech wird oben und unten schneidenförmig zugeschnitten, sodass die Verbindung zwischen Wulst und Steg durch eine X-Naht hergestellt wird. Der Stoss dicker Gurtplatten erfordert sehr viel Schweisswerkstoff. Deshalb werden Gurtplatten in ganz ungewohnten Längen angeliefert. Beispielsweise wurden für die Rügendammbücke Wulstprofile 450×40 mit einer Walzlänge von 53 m und einem Gewicht von 9 t pro Stück zum Versand gebracht. E. G.

Eisschutz von Flugzeugen. Eisbildungen namentlich an den Vorderkanten von Flugzeugflügeln und -Streben können die aerodynamische Formgebung der behafteten Teile erheblich verschlechtern; während das Eis von den Verspanndrähten gewöhnlich durch die Vibrationen abgeschüttelt wird, setzen sich an Streben oft um 3 bis 4 cm vorstehende Eiswülste fest. Solche Eisbildungen und damit die resultierende Rücktriebsvergrößerung und Auftriebsverminderung zu verhindern, ist das Ziel des von der Dunlop Rubber Co, Fort Dunlop, Birmingham, eingeführten „Anticer“-Schutzes (vergl. Engineering vom 5. Juli 1935). Er besteht darin, dass die zu schützende Kante beständig mit einer den Gefrierpunkt des Wassers erniedrigenden Flüssigkeit — 90% Aethylen-Glykol, 10% Aethylalkohol, Flammpunkt 93° — getränkt wird, die, aus einem Reservoir unter Luftdruck durch Schläuche zugeleitet, aus einem der Kante entlang geführten perforierten Rohr entweicht, um die Unterseite eines um die Kante gelegten porösen Lederstreifens zu benetzen. Der erforderliche Druck kann bei der geringen Menge des benötigten Gases einem Druckluft-Bremszylinder oder einer Sauerstoffflasche entnommen werden. Der Anticer-Schutz kann auf jedem Flugzeugtyp angebracht werden, ohne die aerodynamische Formgebung oder das Gewicht wesentlich zu beeinflussen. Bei einem Hawker-Hart-Flugzeug mit rd. 21 m geschützter Kantenlänge und einem Zusatzgewicht der Eisschutz-Vorrichtung von insgesamt etwa 11 kg wurde Eisbildung durch einen Flüssigkeitsverbrauch von 0,94 l/h verhütet. Schon ein Zufluss von 0,7 l/h genügte jedoch, den Halt des Eises durch Schmelzen einer untersten dünnen Schicht so weit zu lockern, dass es vom Windstrom weggeblasen wurde. D. L. Th.

Wasserenthärtung durch Permutitverfahren. Die Permutit-Aktiengesellschaft, Berlin NW 7, Luisenstr. 30, ersucht uns unter Bezugnahme auf die in Bd. 105, S. 118 erschienene Mitteilung darauf aufmerksam zu machen, dass die Bezeichnung „Permutit“ nicht etwa ein chemischer oder mineralogischer Begriff, sondern eine Wortmarke und ihr geschützt ist.

NEKROLOGE.

† Jules Neher, Maschineningenieur in Genf (E. T. H. 1888/92), ist am 4. August den Folgen eines Autounfalles (er war Tags zuvor angefahren worden) erlegen. Nachruf und Bild dieses so jäh aus dem Leben geschiedenen treuen G. E. P.-Kollegen werden folgen.



Abb. 27. Normalbetrieb in der „Bar“.



Abb. 28. Lebensmittel, Bar und Gartenwirtschaft. Wandschmuck für Verkehrswerbung in Abb. 27 von Graphiker W. Käch.