

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 105/106 (1935)
Heft: 6

Artikel: Zu den Eisenbetonbestimmungen in den Schweizerischen Normen 1935
Autor: Ritter, M.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-47471>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 18.03.2025

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

INHALT: Zu den Eisenbetonbestimmungen in den Schweizerischen Normen 1935. — Von der Brüsseler Weltausstellung und ihrer schweizerischen Abteilung. — Mitteilungen: Fahrbare Kraftanlage. Die Entwicklung des geschweissten Vollwandträgers. Eisschutz von Flugzeugen. Wasserenthärtung durch Permutitverfahren. —

Nekrologe: Jules Neher. — Wettbewerbe: Kantonales Verwaltungsgebäude mit Zentralbibliothek in Luzern. — Literatur: Tabellen zur Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen nach den Schweiz. Normen 1935. — Mitteilungen der Vereine: Schweizer. Ingenieur- und Architekten-Verein.

Band 106

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Verbandsorgane nicht verantwortlich. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 6

Zu den Eisenbetonbestimmungen in den Schweizerischen Normen 1935.

Von Prof. Dr. M. RITTER, Zürich.

Vor kurzem hat der S. I. A. neue Normen für die Berechnung, die Ausführung und den Unterhalt der Bauten aus Stahl, Beton und Eisenbeton herausgegeben, die im Verlauf mehrerer Jahre durch verschiedene Kommissionen entworfen wurden und unter tatkräftiger Mitwirkung des Schweiz. Eisenbahn-Departementes ihre endgültige Gestalt erhielten. Der Bundesrat hat am 14. Mai 1935 für die der Aufsicht des Bundes unterstellten Transportanstalten eine Verordnung genehmigt, die im wesentlichen mit den Normen übereinstimmt.¹⁾ Damit sind die Vorschriften des S. I. A. über Bauten in armiertem Beton vom Juni 1909, sowie die Eidg. Verordnungen betreffend eiserne Brücken (vom Juni 1913) und betr. Eisenbetonbauten (vom Nov. 1915) ausser Kraft gesetzt. Kantone und Städte werden sich voraussichtlich den neuen Normen anschliessen, denen damit ein ausgedehnter Geltungsbereich gesichert ist.

Die nachstehenden Ausführungen beziehen sich auf die neuen Eisenbetonbestimmungen, die im zweiten Abschnitt der Normen 1935 untergebracht sind. Die Revision der „Vorschriften“ vom Jahre 1909 entsprach einem dringenden Bedürfnis, da seit jener Zeit in der Technologie, der Theorie und der Versuchsforschung wesentliche Fortschritte zu verzeichnen sind. Geändert haben sich auch die Ansichten mancher Konstrukteure in Bezug auf den nötigen Sicherheitsgrad, angesichts der Tatsache, dass es allmählich eine gewaltige Zahl von Eisenbetonbauten gibt, die in jahrzehntelangem Betrieb ihren Dienst einwandfrei erfüllt haben. Andererseits war es auch geboten, einige ungünstige Erfahrungen zwecks Vorbeugens in den Normen zu verwerfen, so z. B. die in der Schweiz gemachten Erfahrungen mit Gussbeton.

1. VERSCHIEDENE BETONARTEN.

Die wichtigste Neuerung in den Eisenbetonbestimmungen der „Normen 1935“ ist die Einführung verschiedener Betonqualitäten mit entsprechenden zulässigen Spannungen. Die Normen 1935 unterscheiden folgende Betonarten:

a) *Normaler Beton.* Gefordert wird eine mittlere Würfel Festigkeit nach 28 Tagen von 220 kg/cm²; die Einzelergebnisse der Würfelproben dürfen vom Mittelwert um höchstens 25 % abweichen. Natürliche Kiessandgemenge dürfen verwendet werden, wenn zuverlässige Siebversuche und längere Erfahrungen vorliegen; andernfalls sind Kies und Sand getrennt oder wenigstens in bestimmten Verhältnissen vorgemischt anzuliefern. Beton mit Eiseneinlagen soll in der Regel 300 kg Zement auf den m³ fertigen Beton enthalten. Bei Bauwerken, die Witterungseinflüssen oder andern schädlichen Einwirkungen dauernd entzogen sind, darf die Zementmenge bis auf 250 kg/m³ vermindert werden. Bei Bauten von geringem Ausmass und untergeordneter Bedeutung kann ausnahmsweise auf den Festigkeitsnachweis verzichtet werden, wenn die Eignung des verwendeten Kiessandes ausser Zweifel steht.

Der normale Beton eignet sich in allen Fällen, wo die Anwendung minimaler Abmessungen keine Vorteile bietet. Die Ansprüche an die Qualität sind bereits beim normalen Beton etwas höher als nach den „Vorschriften 1909“, die eine normale Würfel Festigkeit des plastischen Betons nach 28 Tagen von 150 kg/cm² forderten. Eine gewissenhafte Baukontrolle ist auch beim normalen Beton notwendig, da erfahrungsgemäss auf der Baustelle leicht Herstellungsfehler unterlaufen, die die verlangte Mindestfestigkeit in Frage stellen.

¹⁾ Bundesblatt 1935, Nr. 21 (Eidg. Gesetzessammlung Nr. 15, S. 315).

b) *Hochwertiger Beton.* Verlangt wird eine mittlere Würfel Festigkeit nach 28 Tagen von 300 kg/cm²; die Einzelergebnisse der Würfelproben dürfen vom Mittelwert um höchstens 20 % abweichen. Kies und Sand sind grundsätzlich getrennt oder vorgemischt anzuliefern; natürliche Kiessandgemenge dürfen nicht verwendet werden. Ueber den Zementgehalt gelten die gleichen Vorschriften wie bei normalem Beton, doch wird die Reduktion der Zementmenge auf 250 kg/m³ für hochwertigen Beton praktisch kaum in Frage kommen. Die Erreichung der vorgeschriebenen Festigkeit ist durch Vorproben zu gewährleisten und während der Bauausführung „dauernd und eingehend“ nachzuprüfen. Der hochwertige Beton ermöglicht schlankere Abmessungen, da die zulässigen Betonspannungen rund 40 % höher sind als beim normalen Beton. Um die verlangte Festigkeit mit Sicherheit zu erreichen, wird man häufig hochwertigen Zement verwenden und dem Wasserzusatz grosse Aufmerksamkeit schenken müssen.

c) *Spezialbeton hoher Qualität.* Für aussergewöhnliche Bauaufgaben ist ein Spezialbeton zugelassen, der erhöhten Anforderungen an Festigkeit und Regelmässigkeit in der Herstellung genügt. Verlangt wird eine Würfel Festigkeit von wenigstens 400 kg/cm² nach 28 Tagen. Die Festigkeit ist durch eingehende Vorversuche und am Bau auszuweisen.

2. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN.

Bei der Festsetzung der zulässigen Spannungen wurde sowohl auf die verschiedenen Materialqualitäten, als auch auf die Stärke der Querschnitte Rücksicht genommen. Je kleiner die Abmessungen sind, desto grösser ist beim Eisenbeton der Einfluss unvermeidlicher Ausführungsfehler auf die Beanspruchungen. So hat ein Fehler von 1 cm in der Höhenlage der Zugeisen bei einer Platte von über 20 cm Stärke keinen wesentlichen Einfluss auf den Hebelarm der inneren Kräfte; bei einer dünnen Platte ist der Fehler jedoch beträchtlich. Auch aus andern Gründen ist die Anpassung der zulässigen Spannungen an die Querschnittsstärke durchaus zu begrüssen. Es war nicht zu vermeiden, dass infolge dieser Erwägungen in den „Normen 1935“ nunmehr eine grössere Anzahl von zulässigen Spannungswerten erscheint, die der Konstrukteur kennen muss, und dass die Anwendung für den Statiker komplizierter wird; dieser Nachteil musste indessen zurücktreten angesichts der wirtschaftlichen Vorteile, die die Anpassung der zulässigen Spannungen an das Material zweifellos bietet. Wir geben nachstehend eine abgekürzte Zusammenstellung der wichtigsten zulässigen Spannungen:

a) Zugspannungen des Fluss-Stahles bei:	Normaler Beton kg/cm ²	Hochwertiger Beton kg/cm ²
Plattenbalken, Rechteckquerschnitten bis 12 cm Stärke, sowie über 12 cm bei einer Breite $b < 3d$	1200	1600
Rechteckquerschnitten über 12 cm und einer Breite $b > 3d$	1400	1700

Für Temperaturänderungen und Schwinden sind Erhöhungen zugelassen, doch dürfen die Gesamtspannungen keinesfalls 1500 kg/cm² für normalen und 1900 kg/cm² für hochwertigen Stahl übersteigen. Der normale Stahl muss eine Streckgrenze von mindestens 2400 kg/cm² und der hochwertige Stahl eine solche von mindestens 3500 kg/cm² aufweisen, bei einer Bruchdehnung von mindestens 20 %. — Die Erhöhung der zulässigen Spannungen bei breiten Rechteckquerschnitten (Platten) ist eine begrüssenswerte

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,

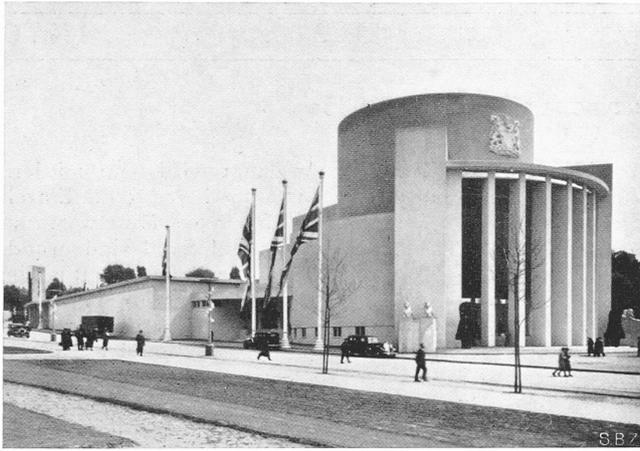


Abb. 4. Das Haus von Grossbritannien.



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 Trägheitshalbmesser). 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 Trägheitshalbmessers 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 Knick- gefahr 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 Schubspannungs- diagrammes durchzuführen, wobei die zulässigen Span- nungen von 1200 kg/cm^2 für normalen und 1600 kg/cm^2 für hochwertigem Stahl einzuhalten sind. Die Schubsicherung wird also nicht über den ganzen Träger verlangt, sondern nur in den Zonen, wo die obigen Hauptspannungen über- schritten werden. — Der Betonquerschnitt ist so zu be- messen, dass die grösste Schubspannung

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

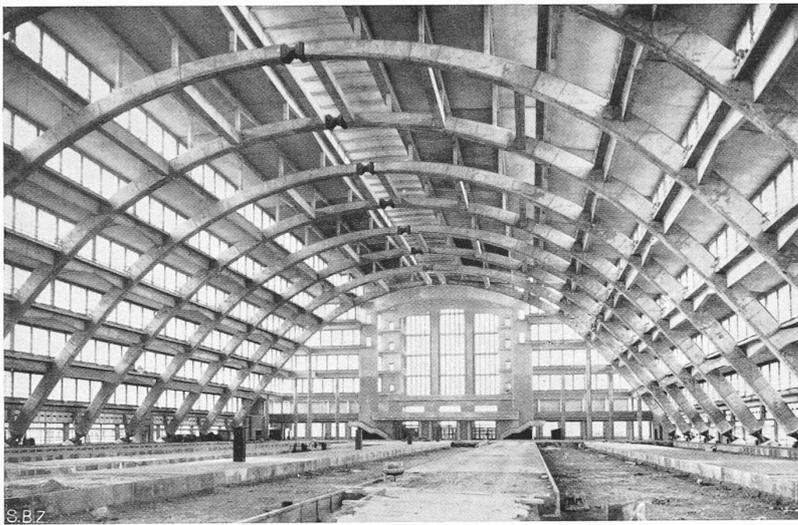


Abb. 2. Halle des „Grand Palais“ für die Eisenbahnfahrzeuge.



Abb. 1. Grand Palais als Blickpunkt der Hauptaxe.

Ausführung S. A. ENGEMA, Brüssel.

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

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

$\sigma_b = c_1 \frac{M}{b h^2}, \quad \sigma_e = c_2 \frac{M}{b h^2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$				
$\mu \text{ }^0\text{/}_0$	$n = 10$		$n = 20$	
	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	$n = 10$			$n = 20$		
		$\mu \text{ }^0\text{/}_0$	c_3	c_4	$\mu \text{ }^0\text{/}_0$	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 anzustellen, 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 „Eidg. 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 erhaltenen Werte der Dimensionierung zu Grunde zu legen.

b) *Berücksichtigung der Biegemomente.* Bei biegezugsfest 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 Uhrenhalle, 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 $\frac{g l^2}{40} + \frac{3 p l^2}{40}$. 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 Hohlraumbildungen 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 Erhärtingsbedingungen 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.

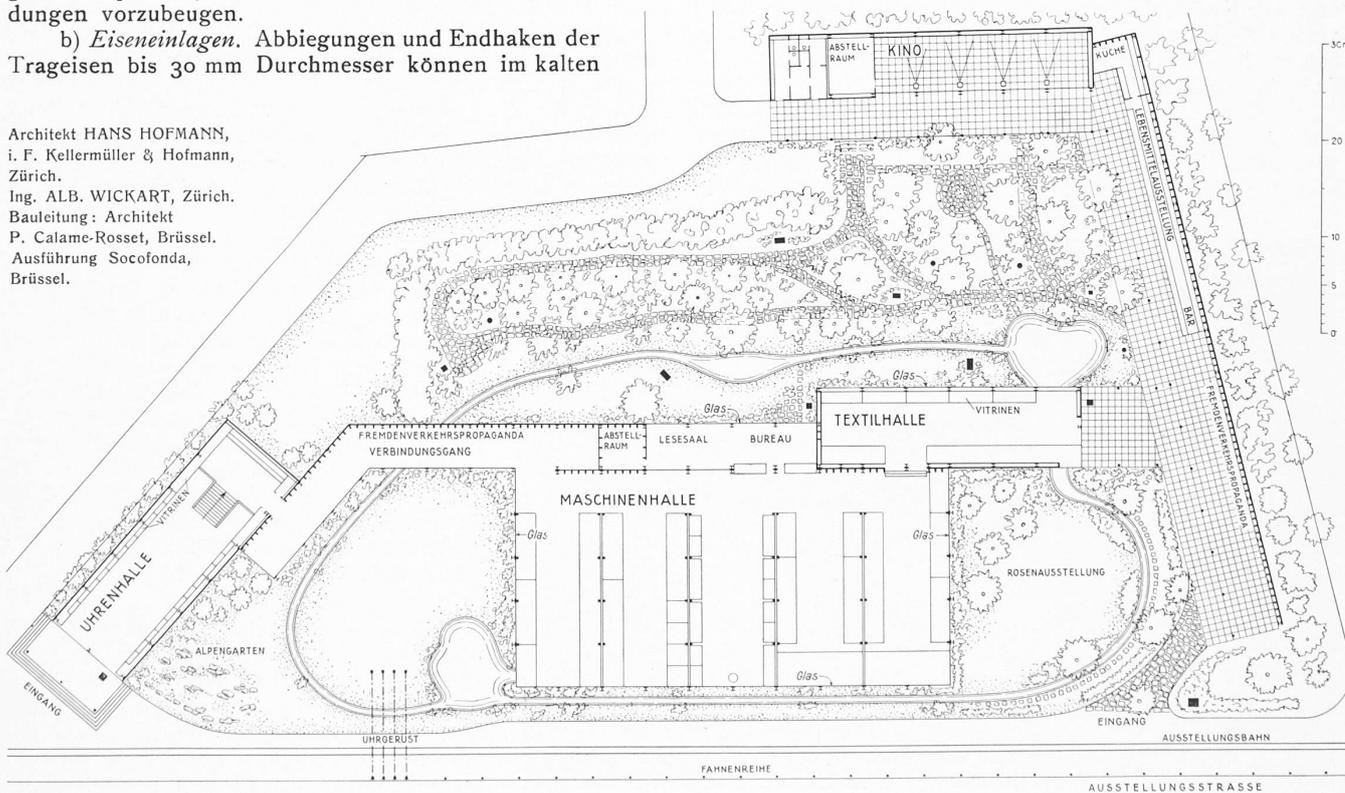


Abb. 10. Plan der schweizerischen Abteilung, 1 : 700. Im „Kino“ laufen beständig Filme und Lichtbilder schweizerischer Landschaften, Industrien usw., die sich grosser Aufmerksamkeit erfreuen.



Abb. 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

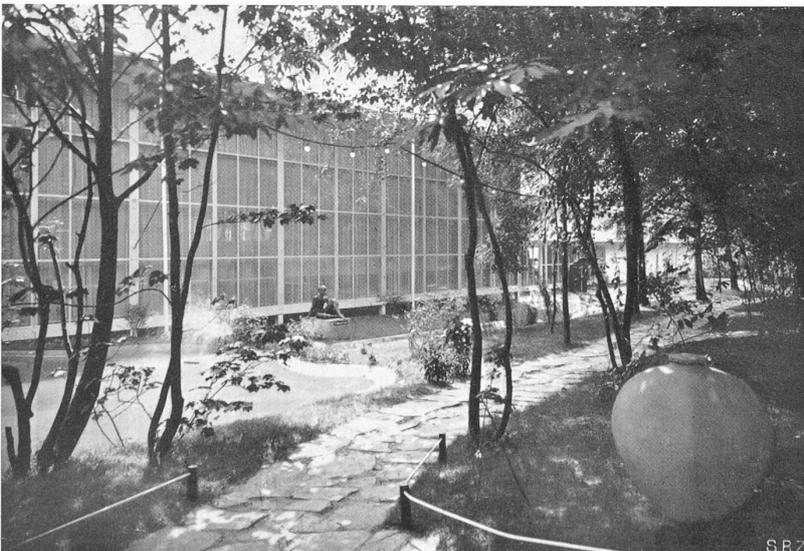


Abb. 19. Blick aus der Gartenwirtschaft gegen die Textilhalle. Kleiner Teich mit Springbrunnen, der die Wasserläufe speist.