

Ostdeutsche Bau-Zeitung

Verlag Paul Steinke, Breslau I □
Sandstr. 10 □ Fernsprecher 3775 u. 71.

Er scheint jeden Mittwoch u. Sonnabend.
Bezugspreis vierteljährlich 3,— Mark. □

Schriftl.: Arch. Prof. Just und Bauing.
Martin Preuß, beide in Breslau. □

Inhalt: Statisch unbestimmte Träger im Eisenbetonbau. — Die Walnut Lane-Brücke in Philadelphia. — Stallgebäude. — Verschiedenes.

Statisch unbestimmte Träger im Eisenbetonbau.

(Fortsetzung zu Nr. 33, 1911.)

II. Fensterstürze über 2 Öffnungen.

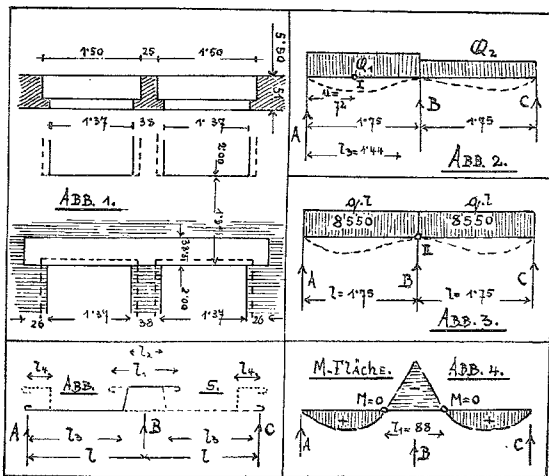
Die Sturzträger sind wie alle im Mauerwerk liegenden Träger besonders geeignet, auch im landläufigen Bauwesen an Stelle des Walzträgers den Eisenbeton treten zu lassen. Dieser paßt sich dem Mauerverbande zwanglos an, macht die unangenehme und oft unhaltbare Ausmauerung überflüssig und bietet nebenbei durch den erheblich besseren Rostschutz des Eisens im Beton eine größere und länger dauernde Sicherheit als die niedrigen und dünnwandigen I-Eisen, die hier meist nur nötig werden. Rüstung und Schalung lassen sich in einfacher Weise herstellen. Der Eisenbetonträger wird hier fast immer billiger als der Eisenträger; besonders trifft dies zu bei gewerblichen Bauten mit größeren Nutzlasten. Aber auch im städtischen Wohnbau lassen sich u. U. erhebliche Ersparnisse erzielen. Gewölbte Stürze werden im allgemeinen billiger als Eisenbetonstürze, sobald keine Verankerung zur Aufnahme der Schublenkennlinie notwendig ist. Entlastungsbögen werden durch Anwendung von Eisenbeton überflüssig, da meist eine geringe Erhöhung des Trägers für ein erheblich größeres Biegemoment genügt. Die Kosten wachsen andererseits nicht in demselben Verhältnis, da der Beton ja völlig im Mauerwerk liegt, dieses also ersetzt, und daher als Einheitskosten für 1 cm nur der Unterschied zwischen Beton- und Mauerwerkskosten in Rechnung zu stellen sind.

Bei gewerblichen und bei Schulbauten wird oft möglichst viel Licht verlangt. Hier kann bei Verwendung von Massivdecken mit Eisenbetonstegen der Sturzträger völlig in der Decke verschwinden, da die Eisenbetonstege ohne Schwierigkeiten und Nachteile im Beton des Sturzträgers aufgenommen werden. Bei Decken mit Walzträgern ist dies nicht ganz möglich, da die Walzträger wenigstens einige Zentimeter über den Einlagen des Sturzträgers liegen müssen. Bei Walzträgerstürzen müssen sie über den Trägern liegen; es bleibt also auch hier noch ein Höhenunterschied zu Gunsten des Betonträgers übrig. Bei Holzbalkendecken allerdings müssen die Balken über dem Sturzträger liegen. Da diese aber hauptsächlich in Wohngebäuden mit den verhältnismäßig

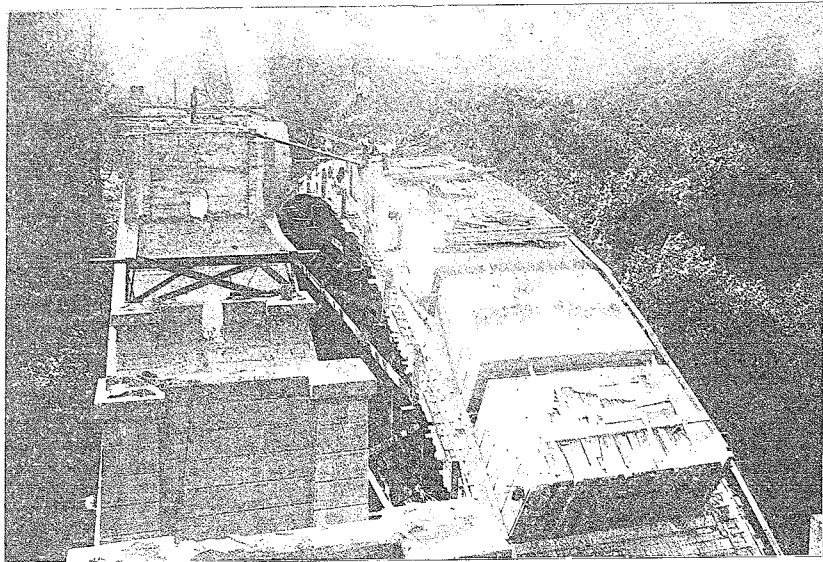
geringen Nutzlasten angewendet werden, so wird die Höhe des Eisenbetonsturzes gering; außerdem wird hier meist so-wieso ein deutlich vorstehender Sturz gefordert.

Der harte Beton ist nun allerdings nicht nagelbar. Die Befestigung von Gardinenhaken usw. in Beton ist daher so gut wie unmöglich. Es lassen sich aber immer ohne Erhöhung der Kosten Einrichtungen treffen, durch die das Loch des Betons vermieden werden kann. Haken mit nach oben gebogener Tragstange werden unter dem Betonsturz im Mauerwerk befestigt. Der Haken stört nicht, da er ja durch die Gardine verdeckt wird. Zweckmäßig werden derartige Einrichtungen — nicht nur bei Eisenbeton-Stürzen — vom Hauseigentümer von vornherein angebracht, der sich und seinen Mietern dadurch viel Ärger und Kosten spart. Außerdem läßt sich auch das Auflager des Eisenbeton-Sturzes auf 13 cm beschränken, so daß schon 13 cm neben der Kante Haken ins Mauerwerk geschlagen werden können.

Die Behandlung der Stürze nach außen kann in verschiedener Weise geschehen. Das einfachste und für gewerbliche Bauten sicher empfehlenswerteste ist, den Sturz außen sichtbar zu lassen. Sowohl beim Putzbau wie beim Rohbau lassen sich damit gute Wirkungen erzielen. Es ist u. U. nur darauf zu achten, daß für die Außenseite gehobelt und gut gefugte Schalbretter verwendet werden. Aber auch rauher Beton wirkt gut, besonders eigens grobkörnig bereiteter Vorsatzbeton in wenigen Zentimetern Stärke. Sonst



müssen die Schalgrate abgespitzt werden. Beim Putzbau liegt die Betonfläche zweckmäßig bündig mit dem Rohmauerwerk, so daß also der Putz vortritt, da die Schalung am einfachsten unmittelbar am Rohmauerwerk anliegt. Die Putzkante wird abgestiftet. Die Betonfläche außen zu putzen, ist ziemlich zwecklos; der gewöhnliche Putzmörtel würde gerade an dieser der Witterung ausgesetzten Fläche nur unsicher haften, ein besonderer Putzmörtel sich von dem andern wieder ebenso abheben wie die Betonfläche. Auch unter gewöhnlichen Putzmörteln, dessen sicheres Haften man schließlich durch Anwendung groben Vorsatzbetons erreichen kann, heben sich oft jahrelang bei Witterungswechsel die Betonflächen von den Mauerwerksflächen ab, da die Luftfeuchtigkeit von beiden in verschiedener Weise aufgenommen wird. Vermeiden kann man dies dadurch, daß dem Beton ein $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ Stein starker schiefrechter Bogen mit Über-



Die Walnut Lane-Brücke in Philadelphia während der Bauausführung.

mauerung vorgeblendet wird, oder daß hierzu auch die zur Verblendung der Betonstege in Steineisendecken aus demselben Grunde viel benutzten 1:2 cm starken Tonplättchen mit Nuten oder Rippen auf der dem Beton zugekehrten Seite verwendet werden. Bei Rohbau liegt die Betonfläche am einfachsten blindig mit der Verblenderfläche.

Auf den Innenseiten ist der Putz meist unentbehrlich. Hier sind aber die wechselnden Witterungseinflüsse nicht vorhanden; daher hat man hier auch meist gute Erfolge, besonders wenn der Putz in recht dünnen Lagen aufgebracht wird, von denen die am Beton liegenden Zementzusatz erhalten, während die äußeren aus dem sonst verwendeten Putzmörtel bestehen. Gutes Halten gewöhnlichen Putzes läßt sich auch dadurch erreichen, daß man durch 1:2 an der Schalung lefestigte oder beim Stampfen eingelegte zweckmäßig geölte Leisten trapezförmigen Querschnitts in der Betonfläche den Mauerwerkflächen gleich wirksame, etwa 3 cm tiefe Rillen herstellt, in die der Putz einbindet. Sollen die Wände tapeziert werden, dann empfiehlt es sich, den Sturz gut mit Papier zu überkleben, da es sonst vorkommen kann, daß die Farben der Tapete sich verändern.

Berechnung: Bestimmung der Querschnitte und Nachweis der Festigkeit.

Diese Träger wurden als erstes Beispiel der unter 1 gegebenen Formeln gewählt, weil hier das Eigengewicht bei der Bestimmung des Querschnitts nur eine untergeordnete Rolle spielt.

Die Decke ist als Eisenbetondecke mit Rohrzellen zwischen den Rippen, unterem Putz und oberem Steinholzbelag gedacht; die Rippen liegen so dicht, daß die Belastung als gleichmäßig verteilt angesetzt werden kann. Für die Biegemomente ist diese Annahme gegenüber den wirklich vorhandenen Einzellasten gleichgültig, für die Querkkräfte und demnach die Schub- und Haftbeanspruchung zu ungünstig.

Die Höhe des Betonträgers wird auf 6 Schichten $= 6 \cdot 7,7 = \text{rd. } 46 \text{ cm}$ geschätzt. Demnach wird (Abb. 1 und 2)

$$\begin{aligned} \text{Mauerwerk} & \dots 1,75 \cdot 1,31 \cdot 0,51 \cdot 1600 = \text{rd. } 1870 \text{ kg} \\ \text{Betonträger} & \dots 1,75 \cdot 0,46 \cdot 0,51 \cdot 800 = \text{rd. } 330 \text{ kg} \\ & \quad (800 = 2400 - 1600) \\ & \quad (\text{Beton} - \text{Mauerwerk}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Decke} & \dots 1,75 \cdot \frac{5,50}{2} \cdot 320 = \text{rd. } 1540 \text{ kg} \\ \text{Nutzlast} & \dots 1,75 \cdot \frac{5,50}{2} \cdot 1000 = \text{rd. } 4810 \text{ kg} \\ & \quad Q_2 = 3740 \text{ kg} \\ & \quad Q_1 = 8550 \text{ kg.} \end{aligned}$$

A ergibt sich nach Gleichung 3 in Nr. 33 vom 26. April 1911 zu

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{16} (7 \cdot Q_1 - Q_2) \\ &= \frac{1}{16} (7 \cdot 8550 - 3740) = \text{rd. } 3510 \text{ kg;} \end{aligned}$$

Der Abstand des größten Feldmoments von A wird

$$\begin{aligned} u &= 1,75 \cdot \frac{3510}{8550} = \text{rd. } 0,72 \text{ m;} \\ \text{dieses selbst} \end{aligned}$$

$$M_1 = 3510 \cdot \frac{7,2}{2} = \text{rd. } 126000 \text{ cmkg.}$$

Das größte Stützenmoment ergibt sich nach Abb. 3 mit

$$A = \frac{6}{16} \cdot 8550 = \text{rd. } 3200 \text{ kg}$$

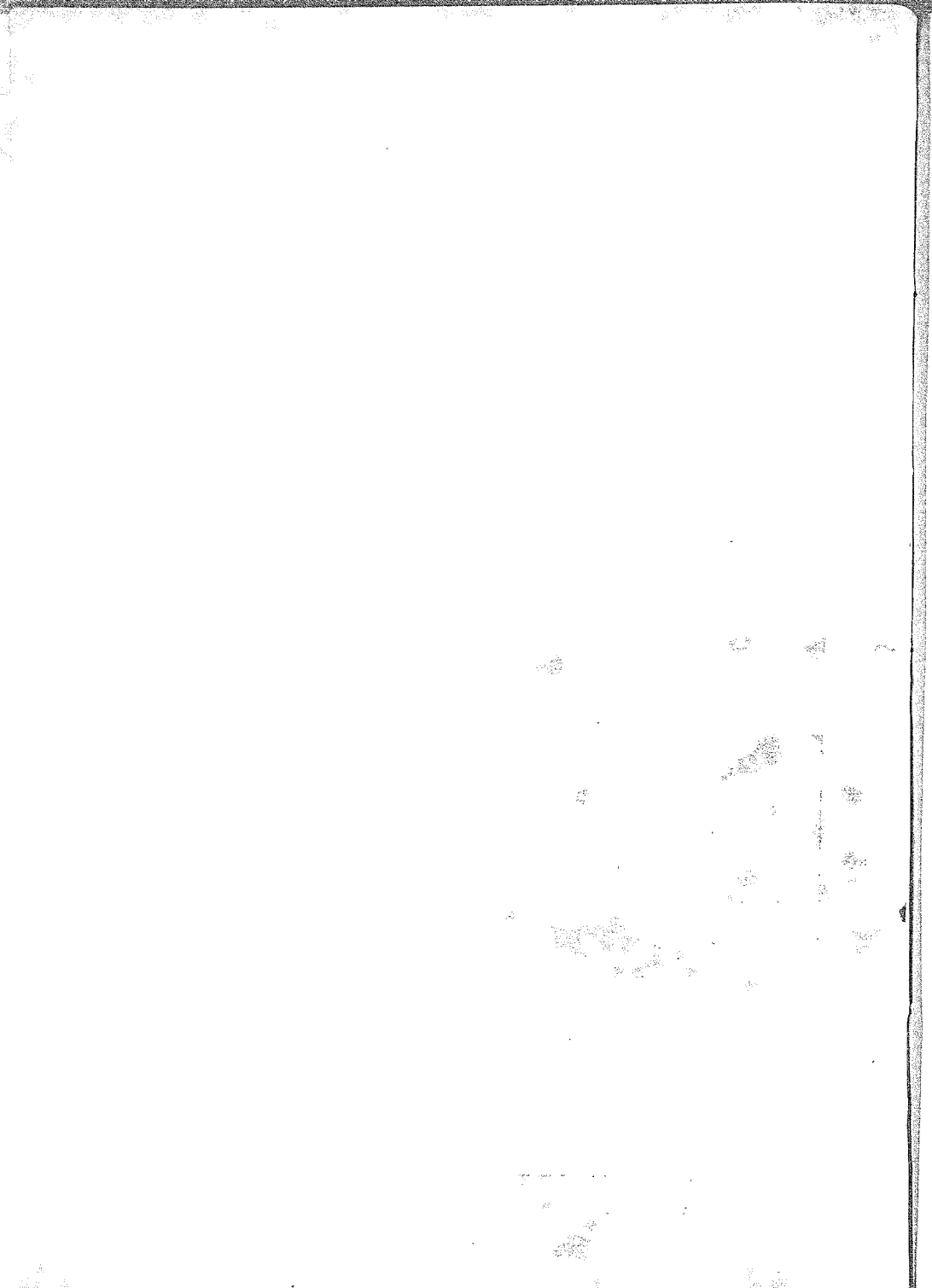
$$M_2 = 3200 \cdot 1,75 - 8550 \cdot \frac{1,75}{2} = \text{rd. } 188000 \text{ cmkg.}$$

Mit $\sigma_c = 1000$, $\sigma_b = 35 \text{ kg/qcm}$ und $b = 51 \text{ cm}$ wird nach Zusammenstellung II der E. B. B. 07

$$h - a = 0,433 \sqrt{\frac{188000}{51}} = \text{rd. } 26,3 \text{ cm.}$$



Die Walnut Lane-Brücke in Philadelphia.



Gewählt wird $h = 4$ Schichten $= 4 \cdot 7,7 = 30,8$ cm.

Der Gewichtsunterschied gegenüber der absichtlich hohen Schätzung beträgt für jede Öffnung

$$1,75 \cdot 0,51 \cdot 0,15 \cdot 800 = \text{rd. } 107 \text{ kg,}$$

ist also im Verhältnis zu den das größte Moment bedingenden Lasten von 8550 kg so gering, daß er ohne erhebliche Änderungen vernachlässigt werden kann. Es ist ja auch zu bedenken, daß aus Gründen der Zweckmäßigkeit die Lasten sowieso nicht ganz genau ermittelt werden; es wird z. B. der Träger von Stützpunkt zu Stützpunkt belastet angenommen, der Anschlag als volles Mauerwerk gerechnet, das Gewicht des Fensters wieder vernachlässigt usw.

Die für die Momente M_1 und M_2 ungünstigsten Belastungen lassen sich in diesem einfachen Falle durch reine Überlegung finden, indem man sich nur die in den Abb. 2 und 3 eingezeichneten Biegelinien vorzustellen und daran zu denken braucht, daß der größten Durchbiegung auch das größte Moment entspricht.

Die Wahl der Eisenquerschnitte kann erst nach der Bestimmung von h erfolgen.

Es ist $h = 30,8$ cm

$$\frac{a}{h-a} = \frac{2,8}{28} = \frac{1}{10}$$

$M_1 = 126000$ cmkg würde erfordern

$$h-a = 0,433 \sqrt{\frac{126000}{51}} = \text{rd. } 21,6 \text{ cm}$$

und $f_e = 0,00261 \sqrt{126000 \cdot 51} = \text{rd. } 6,6$ qcm.

Mit Rücksicht auf das vorhandene größere $h-a$ braucht jedoch nur gewählt zu werden (ebenda Gleichung 9!)

$$f_{e1} = 6,6 \cdot \frac{21,6}{28} = \text{rd. } 5,1 \text{ qcm.}$$

Über der Stütze ergibt sich in gleicher Weise aus $h-a = 26,3$ cm

$$f_{e2} = 0,00261 \sqrt{126000 \cdot 51} = \text{rd. } 8,1 \text{ qcm,}$$

so daß zu wählen ist

$$f_{e2} = 8,1 \cdot \frac{26,3}{28} = \text{rd. } 7,6 \text{ qcm.}$$

Die Bestimmung der Eisenstärken erfolgt nach der Formel

$$d = \frac{16(h-a) \cdot f_e}{V}$$

(Gleichung 1 in Nr. 37 vom 10. Mai 1911, Seite 290), welche noch die Berechnung der größten Querkraft V nötig macht.

Für die Einlagen l_1 in den Feldern kommt der nach Abb. 2 berechnete Auflagerdruck A als größte Querkraft in Frage, so daß sich für d_1 ergibt

$$d_1 = \frac{16 \cdot 28 \cdot 5,1}{3510} = \text{rd. } 0,7 \text{ cm.}$$

Für die nur oben über der Stütze liegenden Einlagen l_2 kann nur die größte Querkraft an dieser Stelle maßgebend sein. Sie wird allgemein

$$V = A - Q_1 \text{ oder } V = A - Q_1 + B;$$

$$\text{mit } A = \frac{1}{16} (7 Q_1 - Q_2) \quad \left. \begin{array}{l} \text{Gleichungen 3} \\ \text{und } B = \frac{10}{16} (Q_1 + Q_2) \end{array} \right\} \text{ in Nr. 33, Seite 258}$$

$$\text{wird } V = -\frac{9}{16} Q_1 - \frac{Q_2}{16} = -\frac{1}{16} (9 Q_1 + Q_2)$$

$$\text{oder } V = \frac{Q_1}{16} + \frac{9}{16} Q_2 = +\frac{1}{16} (Q_1 + 9 Q_2),$$

jedenfalls also am größten für volle Belastung $Q = Q_1 = Q_2$ in beiden Feldern, und zwar

$$V_2 = \pm \frac{10}{16} Q \quad \dots \dots \dots 9$$

$$\text{hier } V_2 = \pm \frac{10}{16} \cdot 8550 = \text{rd. } \pm 5350 \text{ kg.}$$

$$\text{Damit wird } d_2 = \frac{16 \cdot 28 \cdot 7,6}{5350} = \text{rd. } 0,7 \text{ cm,}$$

so daß als **Eisendurchmesser zu wählen ist**
 $d = 0,7$ cm.

Hiermit wird die Zahl der nötigen Einlagen im Felde

$$\frac{5,1}{0,72 \cdot \pi/4} = \text{rd. } 13,$$

über der Stütze

$$\frac{7,6}{0,72 \cdot \pi/4} = \text{rd. } 20.$$

Die Anordnung der Eiseneinlagen gestaltet sich am einfachsten, wenn beide Einlagen völlig getrennt werden, wenn also die unteren von Auflager zu Auflager durchgehen, die oberen über der Stütze seitlich je soweit reichen, als nach oben biegende Momente oder Zugspannungen erzeugen können (Abb. 4). Es wäre die Länge l_1 der oberen Einlagen zu bestimmen. l_1 wird am größten, wenn das Stützmoment am größten wird, und dies tritt ein bei voller Belastung beider Felder.

$$l_1 = 2(l-z) \quad \dots \dots \dots 10$$

z ergibt sich aus der Bedingung

$$M = 0 \quad \dots \dots \dots 11$$

$$A \cdot z - \frac{q \cdot z^2}{2} = 0 \quad \dots \dots \dots 12$$

$$z = \frac{2A}{q} \quad \dots \dots \dots 13$$

und mit $A = \frac{6}{16} q \cdot l$ (nach Gleichung 3, Seite 258)

$$z = \frac{2 \cdot 6}{16} \cdot l = \frac{3}{4} l \quad \dots \dots \dots 14$$

$$l_1 = \frac{l}{2} \quad \dots \dots \dots 15$$

Die Überlegung, daß über der Mittelstütze nie ein nach unten biegendes Moment auftreten kann, daß also dort Einlagen auf der Unterseite überflüssig sind, führt dazu, die unteren Einlagen hochzubiegen und den oben nötigen Eisenquerschnitt durch die hochgebogenen Eisen zu schaffen. Die Einlagen erhalten die Form in Abb. 5, in der wieder

$$l_1 = \frac{l}{2} \quad \dots \dots \dots 15$$

$$\text{und demnach } l_2 = \frac{l}{2} = \frac{l}{4} \quad \dots \dots \dots 16$$

wird, wenn man sich zu Gunsten der Sicherheit den mittleren nach oben spitz verlaufenden Teil der M-Flächen in Abb. 4 durch ein Dreieck ersetzt denkt, in der das dritte Maß l_2 sich aus der Bedingung ergibt, daß von da aus nach der Mitte zu sicher kein nach unten biegendes Moment mehr auftreten darf. Es ist demnach für den Belastungsfall der Abb. 2 die Stelle $M=0$ zu suchen. Es soll also sein

$$A \cdot l_1 - \frac{Q_1}{l} \cdot l_2^2 = 0$$

oder einfacher

$$A - \frac{Q_1}{l} \cdot \frac{l_2}{2} = 0, \text{ woraus}$$

$$l_2 = \frac{2A}{Q_1} \quad (\text{Abb. 2}) \quad \dots \dots \dots 17.$$

Hier wird

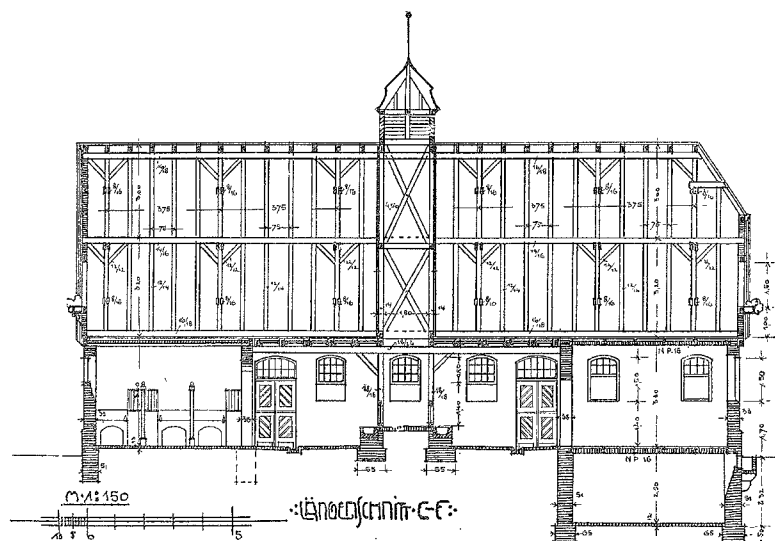
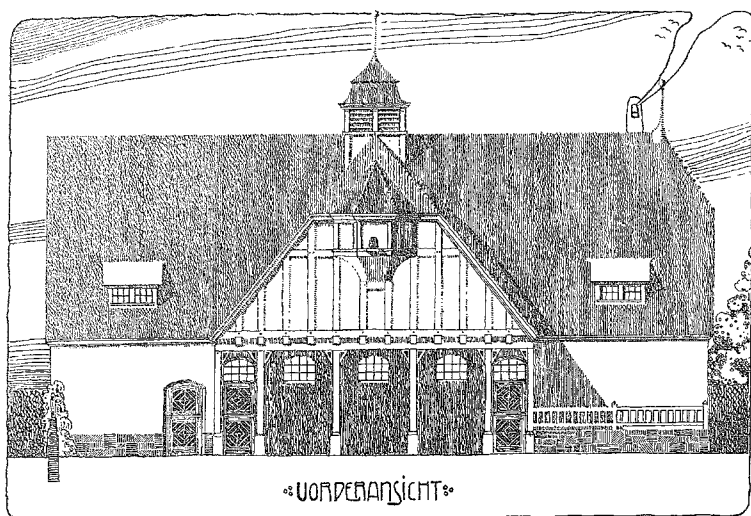
$$l_2 = \frac{2 \cdot 3510 \cdot 1,75}{8550} = \text{rd. } 1,44 \text{ m,}$$

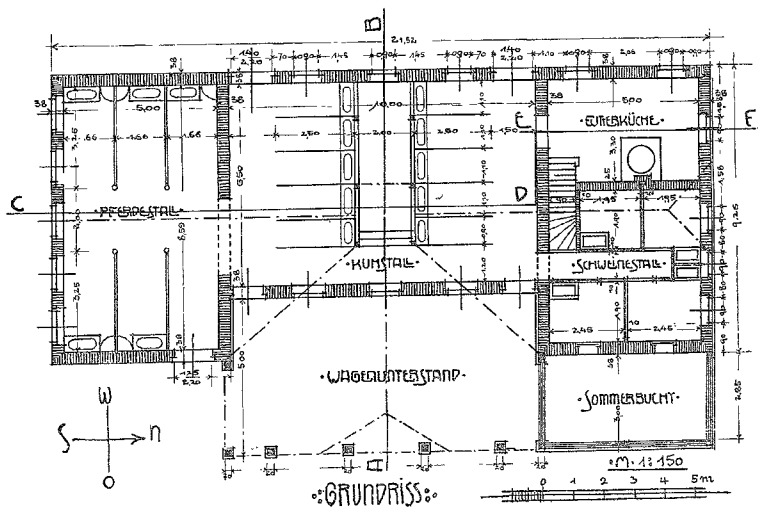
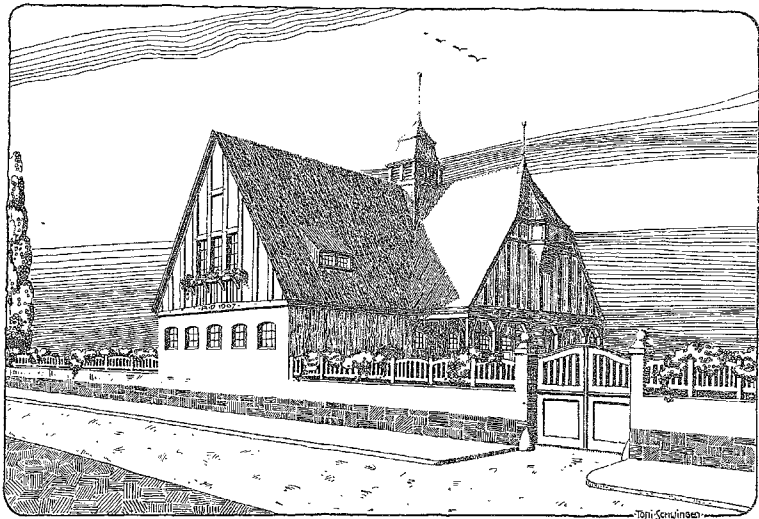
$$l_2 = \frac{1,75}{4} = \text{rd. } 0,44 \text{ m,}$$

$$\text{und } l_1 = \frac{1,75}{2} = \text{rd. } 0,88 \text{ m,}$$

Die Biegung von unten nach oben ist ohne Rücksicht auf die Neigung des Zwischenteiles so auszuführen, daß die ausgerechneten Maße der wagerechten Teile eingehalten werden.

Damit die ausgerechneten Querschnitte vorhanden sind, müssen von den 13 Einlagen jedes Feldes 10 aufgegeben werden; dann sind über der Stütze im mittleren Teil $2 \cdot 10 = 20$ Eisen wirksam. Die beiden noch übrigen unteren Eisen werden zweckmäßig durchgeführt, um bei etwa eintretender Senkung der Mittelstütze im Falle eines Brandes oder sonstiger Ursache dem Sturzträger wenigstens eine gewisse Sicherheit gegen Biegung nach unten zu geben; ebenso empfiehlt es sich, diese Eisen an den Endauflagern nach oben zu biegen, um durch das Einmauern immerhin möglichen Einspannungsmomenten entgegen zu wirken. Will man die





Länge l_4 berechnen, von deren Ende an diese Aufbiegung statthaben darf, dann kann das genau genug aus der Biegemomentenlinie, daß dort nur noch ein

$$M_1 = \frac{0}{8} \cdot M_1 \text{ (Abb. 5)}$$

vorhanden sein darf (6 Einlagen : 8 Einlagen):

$$A \cdot l_4 = \frac{Q_1}{7} \cdot l_4^2 = \frac{0}{8} \cdot M_1 \dots 18.$$

Diese quadratische Gleichung liefert eine zu unständliche allgemeine Formel; wir ziehen es vor, sie unter Einsetzen der Zahlenwerte zu lösen.

$$\text{Es wird dann } 3510 \cdot l_4 = \frac{175}{175} \cdot l_4^2 = \frac{0}{8} \cdot 126000.$$

Es ist zu beachten, daß M_1 in cmkg eingesetzt ist, also auch l in cm einzusetzen ist:

$$- 24,40 \cdot l_4^2 + 3510 \cdot l_4 = 94600,$$

$$l_4^2 = \frac{3510}{24,40} \cdot l_4 = \frac{94600}{24,40}$$

$$l_4^2 = 144 \cdot l_4 = - 3880,$$

$$l_4^2 - 144 \cdot l_4 + \left(\frac{144}{2}\right)^2 = - 3880 + \left(\frac{144}{2}\right)^2$$

$$(l_4 - 72)^2 = - 3880 + 5200 = 1320,$$

$$l_4 - 72 = \pm \sqrt{1320} = \pm \text{rd } 36,$$

$$l_4 - 72 = \pm 36, l_4 - 72 = - 36,$$

$$l_4 = 72 + 36 = 108 \text{ cm}, l_4 = 72 - 36 = 36 \text{ cm}.$$

Der kleinere Wert ist zu wählen, da an der Stelle des größten Moments M_1 (in 72 cm der Abb. 2) ja noch alle Eisen unten vorhanden sein müssen. Die Eisen werden am einfachsten lotrecht hochgebogen, so daß der obere wagerechte Teil auch 36 cm lang wird.

Nachweis der Festigkeit.

Mauerwerk	1870 kg
Betonträger 1,75 · 0,31 · 0,51 · 800 = rd.	220 "
Decke	1540 "
	$Q_2 = 3630 \text{ kg}$
Nutzlast	4810 "
	$Q_1 = 8440 \text{ kg}$

Im Felde:

$$A = \frac{1}{16} \cdot (7 \cdot 8440 - 3630) = \text{rd. } 3470 \text{ kg}$$

$$u = \frac{1,75 \cdot 3470}{8440} = \text{rd. } 0,72 \text{ m}$$

$$M_1 = 3470 \cdot \frac{72}{2} = \text{rd. } 125000 \text{ cmkg}$$

$$f_{c1} = 13 \cdot 0,7^2 \cdot u/4 = \text{rd. } 5,0 \text{ qcm}$$

$$x = \frac{15 \cdot 5,0}{51} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 51 \cdot 28}{15 \cdot 5,0}} \right) = \text{rd. } 7,8 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{125000}{5,0 \cdot \frac{25,4}{2}} = \text{rd. } 985 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 125000}{51 \cdot \frac{7,8 \cdot 25,4}{2}} = \text{rd. } 25 "$$

$$\tau_0 = \frac{3470}{51 \cdot \frac{25,4}{2}} = \text{rd. } 2,7 "$$

$$\tau_1 = \frac{2,7 \cdot 51}{13 \cdot 0,7} = \text{rd. } 4,8 "$$

Über der Stütze:

$$A = \frac{6}{16} \cdot 8440 = \text{rd. } 3160 \text{ kg}$$

$$M_2 = 3160 \cdot 1,75 = 8440 \cdot \frac{1,75}{2} = \text{rd. } 185500 \text{ cmkg}$$

$$f_{c2} = 20 \cdot 0,7^2 \cdot u/4 = \text{rd. } 7,7 \text{ qcm}$$

$$x = \frac{15 \cdot 7,7}{51} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 51 \cdot 28}{15 \cdot 7,7}} \right) = \text{rd. } 9,3 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{185500}{7,7 \cdot \frac{25,4}{2}} = \text{rd. } 990 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 185500}{51 \cdot \frac{9,3 \cdot 25,4}{2}} = \text{rd. } 32 "$$

Die größte Querkraft wird nach Gleichung 9

$$V = \frac{10}{16} \cdot 8440 = \text{rd. } 5270 \text{ kg, und}$$

$$\text{damit } \tau_0 = \frac{5270}{51 \cdot \frac{24,7}{2}} = \text{rd. } 4,2 \text{ kg/qcm}$$

$$\tau_1 = \frac{4,2 \cdot 51}{20 \cdot 0,7} = \text{rd. } 4,9 "$$

Die geringe Überschreitung in den Haftspannungen τ_1 erklärt sich daher, daß der Wert für die Eisenstärke d sich eigentlich zu 0,67 cm ergibt und auf 0,7 nach oben abgerundet worden ist. Einer allzu peinlichen Prüfungsbehörde gegenüber kann dem also leicht durch Wahl von etwas mehr aber 6 mm starken Eisen abgeholfen werden.

Man sollte nie unterlassen, sich die geringe Mühe des Festigkeitsnachweises zu machen, da man dadurch erst die Gewißheit erhält, daß man keine Rechenfehler oder sonstige Versehen (in Tabellenzahlen u. dgl.) gemacht hat.

Die Schubspannungen überschreiten an keiner Stelle den zulässigen Wert; trotzdem sollen zum Zusammenhalten der einzelnen Stampfschichten lotrechte Bügel (über jeder Öffnung etwa 3 bis 4) angeordnet werden. Am einfachsten verwendet man hierzu dasselbe Eisen wie für die übrigen Einlagen; es können aber auch dünnere Eisen genommen werden.

Martin Preuß, Breslau.

Stallgebäude.

Architekt Toni Schwingen in Crefeld.

(Abbildungen auf Seite 708, 709 und 711.)

Bei den Anlagen von kleineren, wie auch von größeren landwirtschaftlichen Bauten ist in den letzten Jahrzehnten in bezug auf ihre künstlerische Gestaltung und Anpassung in die Landschaft sehr viel gesündigt worden. Durch die Veranstaltung von Wettbewerben, Herausgabe von Werken mit muster-gültigen Entwürfen usw. ist wohl schon eine kleine Besserung dieser Zustände zu bemerken, aber diese Sammelwerke sind dem größten Teile der Allgemeinheit und vor allen Dingen dem Landwirte vollständig unbekannt. Zur Aufklärung derselben müßten von seiten der in Frage kommenden Vereinigungen Vorträge mit Lichtbildern veranstaltet werden. Aber auch der Hauptgrund dieser Zustände ist wohl darin zu suchen, daß der Landwirt infolge von Teilnahmslosigkeit und des mangelnden Verständnisses von Architektur und Schönheitssinn sich vom Unternehmer leicht bereuen läßt und auf die äußere Gestaltung seiner Bauten wenig oder sogar gar keinen Wert legt. Ihn ist in die zweckmäßige Grundrißanordnung die Hauptsache, was ja auch sehr richtig ist; aber das Äußere darf doch nicht stiefmütterlich behandelt werden. Auch fehlt in der Regel von seiten des Architekten oder Technikers die erforderliche Aufklärung, entweder weil ihm selbst die Kenntnisse fehlen, oder er ist zu ängstlich, in der Annahme, der Auftrag könne ihm verloren gehen. Die Folge ist, daß Bauten entstehen, welche sich dem alten Überlieferten in keiner Weise anpassen, sondern im Gegenteil eine Ortschaft geradezu verunstalten. Wir besitzen doch in allen Teilen des Deutschen Reiches in den Dörfern so wunderbare alte Vorbilder von bäuerlicher Kunst. Das Vorhandene soll ja nicht unmittelbar nachgemacht werden, es soll nur zur Anregung verwandt werden, da sich aus den Formen der Gruppierung usw., immer wieder neue Gestaltungen im Sinne des Alten entwerfen lassen.

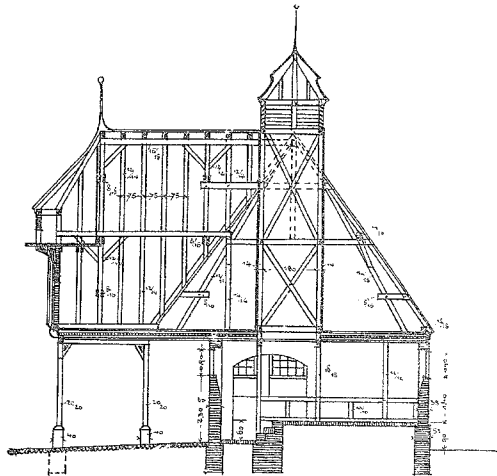
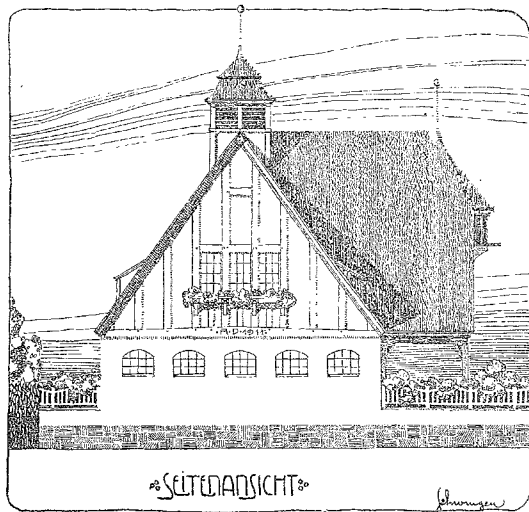
Das Hauptaugenmerk ist beim Entwerfen von landwirtschaftlichen Bauten auf die Gruppierung und auf die Dachlösung zu richten, denn nur durch einfache, glückliche Lösungen derselben ist ein Anpassen an die Landschaft möglich. Türme, welche keinen Zweck haben, Erker, Zierstücke aus Stuck, Verdachungen, Gesimse usw. sollen möglichst vermieden werden, da sie in der Regel sehr viel Geld kosten und ihren Zweck verfehlen. Dafür aber soll die heimische Bauweise gepflegt werden; in Gegenden wo Flachwerk mit Pitz von alters her angewandt wurde, nehme man keinen Ziegelfrohbau und umgekehrt, sondern man bleibe bei den heimischen Baustoffen, da dadurch eine Ortschaft einen einheitlichen Zug erhält. Unsere Vorfahren sind ja auch sehr gut dabei gefahren. Es muß auch ferner darauf geachtet

werden, nur wetterbeständige Baustoffe zu verwenden, da sonst die Unterhaltungskosten zu hoch werden. Man nehme lieber einen echten Werkstoff, welcher zwar in der Anschaffung teurer ist; aber die Unterhaltungskosten fallen dann fort. Bei Berücksichtigung dieser Punkte wird sich ein Neubau, wie die Erfahrung schon öfters gelehrt hat, nicht teurer stellen und vor allen Dingen wird der landschaftliche Reiz unserer Dörfer erhalten bleiben, welcher dem Untergange schon sehr nahe war.

Unsere Abbildungen zeigen den Entwurf zu einem Stallgebäude im Rheinlande, welcher auf vorbenannten Grundlagen aufgestellt ist.

Das Gebäude ist mit seiner Südseite an die Dorfstraße gelegt, woselbst sich auch die Einfahrt befindet. Es enthält einen Pferdestall für 3 Arbeitspferde und 2 Kutschpferde, anschließend daran, durch eine Schiebetür verbunden, einen Kuhstall für 10 Stück Groß- und 2 Stück Kleinvieh mit mittlerem Futtergang. An der Westseite befinden sich zwei Ausgänge zur Dungstätte. Dem Kuhstall ist ein überbauter Wagenunterstand vorgelagert. Neben dem Stall befindet sich die Futterküche mit Treppe zum Boden, woselbst noch einige Kammern für Knechte an der Südseite angeordnet sind. Der übrige Dachraum dient für Heu und Stroh. Ferner ist noch ein Schweinestall mit Sommerbucht vorgesehen; der Hühnerstall befindet sich über demselben. Die Decken über letzterem und dem Kuhstall sind aus Holzbalken gedacht, dagegen die über Pferdestall und Futterküche in Beton.

Das Äußere ist einfach und der Bauart und Gegend angepaßt: der Sockel in Bruchsteinen, die Giebel und der Wagenunterstand in kräftigem, dunkel gestrichenem Fachwerk mit ockerfarbigem Putz. Als Dachdeckung sind rote Biberschwänze angenommen. Die Rinnen und Abfallrohre werden in Kupferton gestrichen. Der Dachreiter, welcher zur Entlüftung des Kuhstalles und gleichzeitig als Futtereschlot dient, ist ebenfalls in Fachwerk gedacht. An dem Giebel des Wagenunterstandes ist ein Taubenhaus erkertartig vorgelagert. — T. Sch. —



Die Walnut Lane-Brücke in Philadelphia.

(Abbildungen auf Seite 706 nebst einer Bildbeilage.)

Die beiden Abbildungen zeigen eine in mehr als einer Beziehung bemerkenswerte Betonbrücke. Ihre ganze Länge beträgt 178 m, während der mittlere Bogen mit einer Spannweite von 71 m in einer Höhe von etwa 44 m den Wasserlauf des Wissallickon-Flusses überschreitet. Die Brücke verbindet die beiden Stadtteile Germantown und Roxborough, indem sie die Wissallickon-Schlucht an der für den Bau geeigneten Stelle überspannt, wo die steil abfallenden Schichtänderungen sich einander möglichst nahe kommen. Die Brücke ist — wie die Abbildung zeigt — ein treffliches Beispiel dafür, daß man durch Wahl einer geeigneten Bauart auch den reinen Zweckbau dem Landschaftsbilde störungslos anpassen kann.

Was zunächst die Bauart betrifft, so ist der Bogen in zwei seitliche Rippenbögen aufgelöst worden, deren Zwischenraum durch eine Eisenbetondecke überdeckt ist. Hierdurch sind ganz erhebliche Massen gespart worden. Trotzdem stecken in den Rippen 2370 t Beton, annähernd die Hälfte des Eigengewichts des Mittelbaues. Die Bögen sind reine Betonbögen ohne Eiseneinlagen. Die Breite der Fahrbahn beträgt im Lichten 2,244 + 12,19 17,07 m im ganzen rd. 18,00 m, während jede der Rippen eine Breite von 5,49 m hat. Dazwischen besteht die Tafel aus Eisenbetondeckenplatten zwischen I-Trägern mit 1,85 m Teilung. Im Scheitel haben die Betonbögen 420 m Stärke.

Die verbauten Massen betragen 14 590 cbm Beton, von dem 1760 cbm in der Gründung, 2370 cbm in den Rippen des Mittelbogens und das übrige in den anderen Bauteilen, Mauern, Pfeilern, Zwischenbögen u. dergl. steckt. Die Fahrbahntafel erforderte 140 t Walzeisen, während in den Pfeilern und in der Gründung 55 t enthalten sind. Bei den großen Massen ist es nicht wunderbar, daß im Mittelbau die Verkehrslast nur $\frac{1}{10}$ des Eigengewichts ausmacht.

Die Bauzeit der Brücke betrug rund 2 Jahre — von Juli 1905 bis Juli 1908, wobei für die Betonarbeiten 6 Monate Arbeitszeit ausscheiden. Die 14 590 cbm Beton sind demnach in 18 Monaten verarbeitet worden, so daß auf einen Monat eine Leistung von rd. 810 cbm und auf einen Tag etwa 30 cbm entfallen. Die Leistung erscheint nicht besonders hoch, es ist jedoch zu bedenken, daß diese Zahlen sich einschließlich der Rüstungsarbeiten verstehen und einschließlich aller anderen Nebenarbeiten, die bei einem derartig umfangreichen Bau nicht zu gering anzuschlagen sind. Immerhin geben die Zahlen einen gewissen Anhalt, dessen Wert für uns mit der Überlegung eingeschätzt werden muß, daß man im allgemeinen jenseits des Wassers etwas schneller baut als bei uns.

Die Kosten des Bauwerks betrugen rd. 1,12 Millionen Mark.

Einige Angaben über die verwendeten Baustoffe und deren Eigenschaften verdienen noch Beachtung: Als Beton wurde der in Amerika vielfach übliche Beton mit Steineinpackungen gewählt. Durch die Steineinlagen werden ganz erhebliche Ersparnisse erzielt, die sich auf die Kosten des Betons und auf die der Arbeit verteilen. In den Pfeilern und Mauern wurden 30 bis 40 v. H. in den Bögen 25 bis 30 v. H. Steineinlagen für zulässig erachtet. Wie es bei so großen Bauten allgemein üblich und immer zweckmäßig ist, wurden auch hier vor der endgültigen Entscheidung über Mischung usw. ausreichende Versuche gemacht, die frühere Erfahrungen bestätigten, nämlich, daß der Beton mit Steineinpackungen eine etwa um 25 bis 30 v. H. höhere Festigkeit hat als der gleicher Mischung ohne Steineinlagen. Durch diese erreicht man also nicht allein eine erhebliche Ersparnis an Baustoff und Arbeit, sondern auch noch eine erhöhte Festigkeit und Sicherheit. Das Mischungsverhältnis des Betons ist zu 1:2:5 für die Bögen und die Fahrbahntafel, zu 1:3:6 für die Gründung, die Pfeiler und die übrigen Mauern angenommen worden; für den Vorsatzbeton und den Gefänderbau 1:2:3. Die zulässige Beanspruchung des Betons wurde so gewählt, daß nach 60 Tagen eine etwa 8fache, nach einem Jahre eine etwa 10fache Sicherheit vorhanden ist. Die

nach 360 Tagen erreichten Festigkeitszahlen des Bogenbetons — an Würfeln von 30 cm Kantenlänge gemessen — betrugen ohne Einpackungen 207, mit Einpackungen 293 kg/qcm.

Bezüglich der Rüstarbeiten hat man auch hier wieder die unangenehme Erfahrung gemacht, daß man mit der zulässigen Beanspruchung des Holzes quer zur Faserrichtung nicht vorsichtig genug sein kann. Offenbar hat sich der Bauleitende um frühere Erfahrungen hiermit gar nicht gekümmert, denn es ist die viel zu hohe Belastung von 70 kg/qcm zugelassen worden. Das führte natürlich zu sehr starken Zusammenpressungen und kostspieligen Ausbesserungsarbeiten. Bei uns ist man in dieser Beziehung vorsichtiger geworden: Nach dem unter einer Belastung von 26 kg/qcm erfolgten Zusammenbruch der Rüstung der Münchener Corneliusbrücke ging man bei der Rüstung der Kemptener Brücke auf 12 kg/qcm herunter.

Ganz besondere Rücksicht hat man bei diesem Bau auf die Wärmewirkungen genommen, indem die Aufbauten der Mittelbögen durch Dehnungsfugen in einzelne Teile von 5,50 bzw. 7,50 m Länge zerlegt worden sind.

Gegen die Wirkung der seitlichen Windkräfte verbreitern sich die Gewölbepfeiler von 5,49 m (im Scheitel) auf 6,50 m in den Kämpfern. Pu.

Verschiedenes.

Für die Praxis.

Beton im Feuer. Im Heft 11 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, das die Brandproben an Eisenbetonbauten behandelt, wird als letzte Schlussfolgerung aufgestellt:

„6. Im allgemeinen ist nicht anzunehmen, daß ein richtig gebautes und gut ausgeführtes Eisenbetongebäude durch ein Schieferfeuer zerstört werden kann. In der Regel werden bei örtlichen Bränden in einem Betongebäude die dem Brandherd benachbarten Räume ohne Gefahr betreten werden können. Die in solchen Räumen lagernden brennbaren Gegenstände werden in der Regel vom Feuer nicht angegriffen oder beschädigt werden.“

Damit soll aber nun keineswegs gesagt sein, daß ein Schieferfeuer dem Betonbau oder dem Eisenbetonbau überhaupt nichts anhaben könnte, daß die scheinbar nicht völlig zerstörten Betonteile genau ebenso gut seien wie vor dem Brande. Dies ist durchaus nicht der Fall. Im Gegenteil zeigen die in den Tafeln 5 und 6 zusammengestellten Ergebnisse der Festigkeitsprüfung, daß der Beton im Feuer doch ganz erheblich gelitten hat. Es ergaben sich folgende Werte für die Druckfestigkeit in kg/qcm:

Beton, der nicht im Feuer, der im Feuer gestanden hat		
Kiesbeton	169	59 = 0,35 · 169
Schotterbeton	246	102 = 0,41 · 246
(Kalksteinseh.)		

Der Kiesbeton hat also mehr gelitten als der Schotterbeton; im Mittel ergibt sich ein Gütefaktor von 0,38. Die zweifellos vorhandene Güteverminderung muß in der Brandschadentaxe durch Herabsetzung des Wertes der stehengebliebenen Mauerteile zum Ausdruck kommen, wenn nicht diese überhaupt durch die verringerte Druckfestigkeit für einen Neuaufbau im Umfange des abgebrannten Gebäudes infolge mangelnder Sicherheit (vergl. die baupolizeilichen Vorschriften) völlig unbrauchbar sind und daher abgebrochen werden müssen.

Die oben angeführten Ergebnisse sind an Würfeln mit 20 cm Kantenlänge gewonnen. Bei sehr dicken Mauern wird auch bei länger dauerndem Brande vermutlich ein innerer Kern die volle Festigkeit behalten; er kann aber ebenso gut auch durch Dampfbildung im Innern zerstört werden.

Ru.

Bücherschau.

Deutsche Konkurrenzen. Herausgeber: Prof. A. Neumeister in Karlsruhe, Verlag von Seemann u. Co., Leipzig.
Heft 308: Provinzial-Ständehaus in Posen. — Bismarckturm bei Hof.

Desgl. Heft 309: Kurhaus für Karlsbad. — Evang. Kirche in Frankfurt-Oberstadt.