

DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

5. Oktober 1942

Heft 40/42

ANWENDUNG STATISTISCHER UNTERSUCHUNGEN AUF DIE PRÜFUNG VON BAUSTOFFEN.

Prof. Dr.-Ing. Kurt Gaede, Hannover.

DK 620.1:31

In den Lieferbedingungen für Baustoffe und Bauteile sind regelmäßig Prüfvorschriften enthalten. Mit Rücksicht auf die entstehenden Kosten und darauf, daß die Gegenstände bei der Prüfung in vielen Fällen unbrauchbar werden, wird in diesen Bedingungen meist vorgeschrieben, daß sich die Prüfung nur auf eine im allgemeinen kleine Teilmenge oder auf einige wenige Einzelstücke erstrecken soll. Aus dem Ergebnis dieser Stichproben wird auf die Beschaffenheit der Gesamtlieferung geschlossen. Vergleicht man die in den verschiedenen Bestimmungen getroffenen Regelungen, so stellt man weitgehende Unterschiede in der Festlegung des Anteils der Proben an der Gesamtlieferung und in der Benutzung der Prüfungsergebnisse fest. Soweit es sich um quantitative Ergebnisse handelt, werden in der Regel mehrere Proben vorgeschrieben und von den Ergebnissen für die Beurteilung benutzt: entweder das arithmetische Mittel oder der Kleinstwert, oder das arithmetische Mittel und der Kleinstwert, oder auch ein relativer Kleinstwert, der dadurch gewonnen wird, daß Werte, die mehr als um ein bestimmtes Maß unter dem Mittel liegen, ausgeschieden werden u. a. m. Bisweilen dürfen auch für ungünstig ausgefallene Proben nachträglich ein oder mehrere Male Ersatzprüfungen vorgenommen werden usw.

Die aus diesen Abnahme- oder Güteprüfungen gezogenen Schlüsse sind meist von ausschlaggebender Bedeutung für die Abwicklung der Bauverträge. Ein ungünstiges Ergebnis kann für den Unternehmer den wirtschaftlichen Erfolg der Lieferung oder Arbeit in Frage stellen und zu schweren Auseinandersetzungen zwischen Bauherrn und Unternehmer führen.

Wie schon die verschiedenartige Behandlung der Ergebnisse von Abnahmeprüfungen zeigt, besteht in weiten Kreisen des Bauwesens keine klare und eindeutige Stellungnahme zu der grundlegenden Frage, wie derartige Stichproben einwandfrei beurteilt werden müssen und wie weit die Ergebnisse der Prüfung kleiner Teilmengen auf die Gesamtmenge übertragen werden dürfen. Die hier vorliegenden Fragen gehören in das Gebiet der *Wahrscheinlichkeitslehre* oder enger in das Sondergebiet der *Statistik*.

Statistische Forschungsmethoden haben schon auf zahllosen Wissensgebieten ihre Brauchbarkeit und ihren Nutzen bewiesen. Dagegen werden sie im Bauwesen verhältnismäßig selten benutzt und dann auch meist ohne Erschöpfung der möglichen Folgerungen. Es soll im folgenden allgemein und im besonderen an dem in vieler Beziehung kennzeichnenden Beispiel des Betons versucht werden, die sich hier bietenden Erkenntnismöglichkeiten und ihre Anwendung auf die Baupraxis zu zeigen.

Auswertung von Prüfungsergebnissen mit Hilfe statistischer Forschungsmethoden.¹

In einer größeren Zahl von in der Natur vorkommenden oder von Menschen hergestellten Stoffen oder Gegenständen gleichen sich selbst bei äußerlicher Übereinstimmung die einzelnen Teilmengen oder Stücke niemals vollkommen, vielmehr sind Abweichungen in den jeweils betrachteten Merkmalen vorhanden. Wir wollen uns hier auf Merkmale beschränken, die quantitative Eigen-

schaft besitzen, also sich messen und durch Zahlenwerte angeben lassen, wie z. B. Größe, Dichte, Festigkeit usw. Man wird im allgemeinen die Feststellung machen, daß ein großer Teil der Einzelstücke hinsichtlich des betrachteten Merkmals in der Nähe eines bestimmten mittleren Wertes liegt und daß die Zahl der Glieder umso mehr abnimmt, je weiter man sich von dem mittleren Werte entfernt, und zwar sowohl nach oben wie nach unten, daß schließlich Stücke außerhalb einer oberen und einer unteren Grenze nicht mehr vorkommen.

Die planmäßige Sammlung und Ordnung derartiger Tatsachen zu dem Zwecke, um aus ihrem zahlenmäßigen Auftreten Schlüsse zu ziehen, bezeichnet man als *Statistik*. Eine Zusammenfassung gleichartiger Gegenstände für eine statistische Bearbeitung nennt man *Kollektiv*, die in ihr enthaltenen Einzelgegenstände *Glieder*, *Individuen*, *Exemplare*. Es sollen im folgenden einige wichtige Lehren der statistischen Forschungsverfahren mitgeteilt werden.

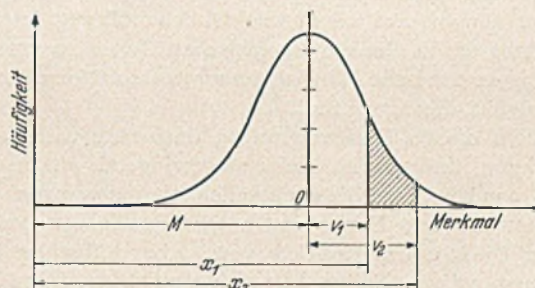


Abb. 1. Häufigkeitskurve.

Logische Überlegungen und die Nachprüfung zahlreicher Beobachtungsreihen haben gezeigt, daß in vielen Fällen mit guter oder doch leidlicher Annäherung die Verteilung der Einzelwerte eines Kollektivs einem Verteilungsgesetz entspricht, welches zunächst für Beobachtungsfehler aufgestellt und dem Ingenieur als Fehlerverteilungsgesetz bekannt ist. Mit gewissen Abänderungen können die dort abgeleiteten Beziehungen auf Fragen der Statistik übertragen werden.

1. Häufigkeitskurve, Häufigkeitsgesetz.

Bildet man für das zu untersuchende Merkmal eines Kollektivs *Stufen* oder *Klassen* derart, daß die Klassengrenzen durch eine Reihe gleich weit voneinander entfernter Werte des Merkmals gebildet werden, zählt man die in die einzelnen Klassen fallenden Glieder des Kollektivs aus und trägt man die so gewonnenen *Klassenhäufigkeiten* in ein rechtwinkliges Koordinatennetz mit den Merkmalen als Abszissen und den Häufigkeiten als Ordinaten ein, so erhält man durch Verbindung der gewonnenen Punkte die *Häufigkeitskurve* (vgl. Abb. 1). Die Häufigkeiten werden dabei zweckmäßig über der Klassenmitte eingezeichnet. Die Gestalt der Häufigkeitskurve nähert sich in vielen Fällen der glockenförmigen *Gauß'schen Fehlerverteilungskurve*. Ist eine ausreichende Übereinstimmung der Häufigkeitskurve mit dieser Glockenkurve vorhanden, so spricht man von einer *normalen Verteilung der Häufigkeiten*.

¹ Vgl. z. B. Czuber-Burkhardt: Die statistischen Forschungsmethoden, Wien 1938.

Für die weitere Behandlung ist es von großer Wichtigkeit, zunächst durch Vergleiche der tatsächlichen Häufigkeitskurve mit der Normalkurve festzustellen, ob und gegebenenfalls mit welchem Grade der Annäherung Übereinstimmung vorhanden ist. Dabei lassen sich kleinere Abweichungen oft durch andere Klasseneinteilung (Änderung der Klassenspanne oder Verschiebung der Klassengrenzen) zum Verschwinden bringen.

Bei größeren Abweichungen ist es meist möglich, die Häufigkeitskurve als Summe von zwei oder mehr Normalkurven darzustellen (vgl. Abb. 2). Für die Auflösung gegebener Häufigkeits-

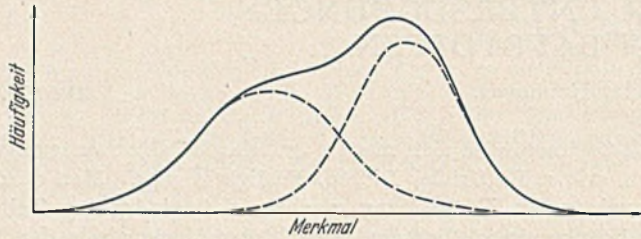


Abb. 2. Häufigkeitskurve als Ergebnis zweier Normalverteilungen.

kurven in solche Teilnormalkurven haben Dawes und Beckel² Hilfsmittel angegeben. Die hierdurch erleichterte Auffindung der einer solchen Mischverteilung zugrundeliegenden normalen Verteilungen kann von großem Wert für die Aufklärung des Zusammenwirkens verschiedener Umstände und Einflüsse sein; sie ermöglicht auch eine mathematische Behandlung ähnlich der für einfache Normalverteilungen hierunter gezeigten. Auf eine nähere Erörterung dieser Fragen soll an dieser Stelle aber verzichtet werden.

Unsymmetrische Häufigkeitskurven kann man auch in einfachster Weise dadurch einer mathematischen Behandlung zugänglich machen, daß man den unteren, für die hier behandelte Fragestellung im allgemeinen allein maßgeblichen Zweig jenseits des Gipfelpunktes durch einen symmetrischen Zweig ergänzt, die so gewonnene symmetrische Häufigkeitskurve einer Normalkurve annähert und mit dieser rechnet.

Bei allen diesen Untersuchungen darf man nicht aus dem Auge verlieren, daß es sich nicht um zwingende mathematische Aussagen, sondern um Wahrscheinlichkeitsrechnungen handelt, deren Grundlage und Erwartungen umso unsicherer werden, je kleiner der Umfang des Kollektivs ist. Aber selbst bei in dieser Hinsicht ungünstigen Fällen kann eine mathematische Behand-

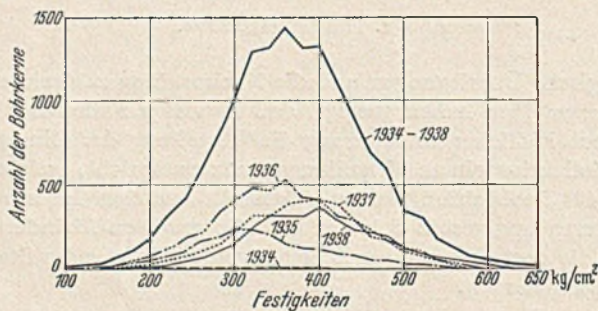


Abb. 3. Ergebnisse der Bohrkernprüfungen der Reichsautobahnen in den Baujahren 1934 bis 1938.

lung zu wertvollen Anhaltspunkten für die Urteilsbildung führen. Man muß sich dann nur davor hüten, zu weitgehende Erwartungen an die Genauigkeit einzelner Zahlenangaben zu knüpfen.

Im folgenden möge vorausgesetzt werden, daß die Häufigkeitskurve mit ausreichender Annäherung einer Normalverteilung entspricht. In der Tat liegen für den hier in erster Linie ins Auge gefaßten Baustoff Beton mehrere umfangreiche Beobachtungen vor, die den Schluß gestatten, daß die Festigkeiten von Beton, der in der Absicht hergestellt wird, eine bestimmte Mindestgüte einzuhalten, nach einer normalen Häufigkeitskurve verteilt sind. Als Beispiel ist in Abb. 3 die Zusammenstellung der Ergebnisse der

² Dawes und Beckel: Auswertung von Betriebszahlen und Betriebsversuchen durch Großzahl-Forschung. Die chemische Fabrik 14 (1941) S. 131—154 und an anderen Stellen.

Bohrkernprüfungen der Reichsautobahnen in den Baujahren 1934 bis 1938³ wiedergegeben, aus der man eine leidliche Übereinstimmung aller Häufigkeitskurven mit der Glockenkurve erkennt. Zum genaueren Nachweis wurde die Summenlinie für die Gesamtzeit noch einmal in Abb. 4 herausgezeichnet, die zugehörige Normalkurve berechnet und eingetragen. Die Übereinstimmung ist sehr gut. Hervorzuheben ist, daß es sich hier um ein sehr großes Kollektiv mit 15 000 Einzelgliedern handelt. In Zahlentafel 1 sind die Anzahl der Bohrkern, die mittleren Festigkeiten und der Anteil der Werte unter dem erstrebten Mindestwert von 320 kg/cm² nach der Quelle³ angegeben.

Zahlentafel 1. Mittelwerte der Bohrkerndruckfestigkeit.

Baujahr	Anzahl der Bohrkern	Mittl. Druckfestigkeit kg/cm ²	Anteil der Festigkeiten unter 320 kg/cm ² in %
1934	92	375	28,3
1935	2143	344	32,0
1936	5283	367	20,4
1937	3994	387	18,4
1938	3428	412	9,8
1934—1938 . .	14940	379	19,3

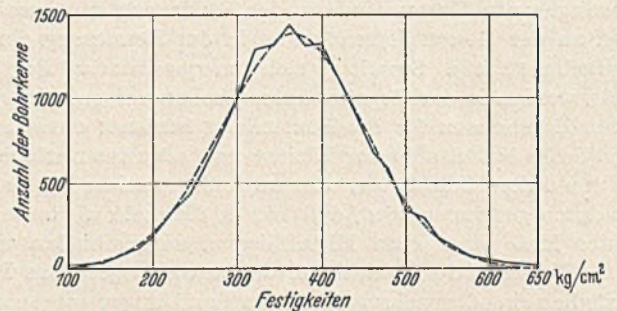


Abb. 4. Häufigkeitskurve für die Jahre 1934—1938 aus Abb. 3, verglichen mit der normalen Glockenkurve.

Gute Übereinstimmung mit der Normalverteilung wurde auch bei einer rd. 400 Betonwürfel umfassenden Versuchsreihe gefunden, die im Institut für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Hannover geprüft wurde. Bei anderen kleineren Kollektiven war die Übereinstimmung z. T. weniger befriedigend. Es wird erforderlich sein, diese Frage weiter in möglichst umfassender Weise zu prüfen und alle größeren Versuchsreihen unter diesem Gesichtspunkt auszuwerten.

Die vorliegenden Unterlagen lassen es aber als wahrscheinlich erscheinen, daß man zum mindesten als Annäherung für Betonfestigkeiten eine Normalverteilung voraussetzen darf. Den nachstehenden mathematischen Berechnungen liegt diese Voraussetzung zu Grunde. Sie gestattet die Aufstellung einer Reihe wichtiger Sätze, denen für die Auswertung und Benutzung der Ergebnisse von Festigkeitsversuchen große praktische Bedeutung zukommt.

2. Das Kollektiv kennzeichnende Werte.

Ein Kollektiv, z. B. die Zusammenfassung der bei der wiederholten Prüfung eines Baustoffs erzielten Festigkeitswerte, kann durch einen einzigen Zahlenwert, sei es das arithmetische oder ein sonstiges Mittel oder der niedrigste Wert oder ein anderer, nicht ausreichend gekennzeichnet werden. Hierzu sind vielmehr mindestens zwei Zahlenwerte erforderlich, von denen der eine die absolute Höhe und der andere die Streuung der Einzelwerte erkennen läßt.

Für den ersteren Zweck werden Mittelwerte benutzt, die auf verschiedenen Wegen gebildet werden können. Insbesondere kommen in Betracht: 1. das arithmetische Mittel M , 2. der Zentralwert C , über dem ebenso viel Werte liegen wie

³ Sack: Auswertung der Prüfungsergebnisse an Bohrkernen aus den Betonfahrbahndecken der Reichsautobahnen. Straßenbaujahrbuch 1939—40, Berlin, S. 213/220.

unter ihm, und 3. der dichteste Wert D, der die Stelle größter Häufigkeit angibt.

Aus mehreren Gründen verdient das arithmetische Mittel den Vorzug vor den anderen Mittelwerten, es ist dem Ingenieur aus vielen Anwendungen geläufig und soll deshalb den weiteren Betrachtungen zu Grunde gelegt werden. Weniger leicht ist die Entscheidung über das Streuungsmaß.

Besonders zweckmäßig ist die mittlere Abweichung μ . Man versteht hierunter die Quadratwurzel aus dem Durchschnitt der Abweichungen der einzelnen Argumentwerte X von ihrem arithmetischen Mittel M. Die Gesamtzahl der Proben sei N. Dann ist:

$$(1) \quad \mu = \sqrt{\frac{\sum (X - M)^2}{N}}$$

Faßt man die Einzelwerte in Klassen zusammen, deren Mittelwert gleich X ist, und ist die Häufigkeit für die betrachtete Klasse z, so kann auch geschrieben werden:

$$(2) \quad \mu = \sqrt{\frac{\sum (z(X - M)^2)}{N}} = \sqrt{\frac{\sum (z \cdot v^2)}{N}}$$

worin $v = X - M$ ist.

Bezieht man die mittlere Abweichung μ auf das arithmetische Mittel M, so erhält man den Variabilitätskoeffizienten

$$(3) \quad V = \frac{\mu}{M}$$

der für die Beurteilung der Brauchbarkeit und Ausnutzbarkeit eines Baustoffs von größter Bedeutung sein kann. Es ist ohne weiteres erkennbar, daß man wegen der nach unten hin möglichen Abweichungen z. B. der Festigkeitswerte einen Stoff mit großem Variabilitätskoeffizienten viel weniger weit ausnutzen kann als einen Stoff mit großer Gleichmäßigkeit, also kleinem V.

Der mittlere Fehler des arithmetischen Mittels M beträgt:

$$(4) \quad \mu_M = \frac{\mu}{\sqrt{N}}$$

Die Genauigkeit des arithmetischen Mittels nimmt also mit der Quadratwurzel aus der Zahl der Proben zu.

Bei einer normalen Verteilung beträgt die durch die Gaußsche Glockenkurve (Abb. 1) dargestellte Häufigkeit der Abweichung v von dem arithmetischen Mittel:

$$(5) \quad \varphi(v) = \frac{h}{\sqrt{\pi}} e^{-h^2 \cdot v^2}$$

Darin ist h ein die Gleichmäßigkeit des Kollektivs kennzeichnender Wert (Parameter), der sich auch durch die mittlere Abweichung μ ausdrücken läßt:

$$(6) \quad h = \frac{1}{\mu \sqrt{2}}$$

Der Flächeninhalt der Glockenkurve ist

$$(7) \quad F = \int_{-\infty}^{+\infty} \varphi(v) dv = 1.$$

Der Inhalt ΔF des in Abb. 1 gestrichelten Teils der $\varphi(v)$ Fläche:

$$(8a) \quad \Delta F = \int_{v_1}^{v_2} \varphi(v) dv = \frac{h}{\sqrt{\pi}} \int_{v_1}^{v_2} e^{-h^2 v^2} dv = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{t_1}^{t_2} e^{-t^2} dt = w_{1/2},$$

worin

$$(8b) \quad t = h \cdot v = \frac{v}{\mu \sqrt{2}},$$

stellt die Wahrscheinlichkeit $w_{1/2}$ dafür dar, daß Werte zwischen den Grenzen $M + v_1$ und $M + v_2$ angetroffen werden. Bei einer Gesamtzahl N sind deshalb innerhalb der angegebenen Grenzwerte

$$(9) \quad n_{1/2} = N \cdot w_{1/2} = N \cdot \Delta F$$

Werte zu erwarten.

3. Welcher kleinste Wert ist bei gegebenem Mittelwert M und gegebener mittlerer Abweichung μ zu erwarten?

Für die Beurteilung eines Baustoffs wird vielfach der kleinste bei Festigkeitsversuchen festgestellte Wert benutzt. Man mißt diesem Mindestwert eine überragende Bedeutung zu, weil man

annimmt, daß der Baustoff im Bauwerk ebenfalls mindestens diese Festigkeit erreichen wird. Dieser Schluß ist jedoch in hohem Maße fragwürdig. Der an einer Reihe von Proben festgestellte unterste Wert ist keineswegs eine Baustoffkonstante, sondern hängt in starkem Maße von der Zahl der geprüften Proben ab. Er ist deshalb, wenn überhaupt, so nur mit größter Vorsicht und den notwendigen Einschränkungen zur Beurteilung eines Kollektivs verwendbar. Seine Übertragung auf den im Bauwerk vorhandenen Baustoff bedarf eingehender Überlegungen, die in einem späteren Abschnitt folgen sollen.

Stark vom Mittel abweichende Einzelwerte sind umso seltener, je größer die Abweichung ist. Bei einer kleinen Gesamtzahl von Proben sind deshalb äußerst ungünstige Ergebnisse wenig wahrscheinlich und deshalb nicht zu erwarten. Je mehr Proben gemacht werden, umso eher wird ein stark vom Mittel abweichender Wert getroffen werden. Deshalb nimmt die größte Abweichung vom Mittel mit wachsender Zahl der Proben zunächst schnell, dann immer langsamer zu. Für unsere Betrachtungen, die sich auf Güteermale, z. B. die Druckfestigkeit von Beton beziehen, sind nur die Abweichungen nach unten und der Kleinstwert K von Wichtigkeit. Die Abweichung des Kleinstwertes K vom Mittel M sei $\max v = M - K$. Nach (8) ist die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Werten unterhalb einer Abweichung v' entsprechend

$$(10) \quad w' = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{-t'} e^{-t^2} dt = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{v'}^{\infty} e^{-t^2} dt$$

Bei insgesamt N Proben sind also

$$(11) \quad n' = \frac{N}{\sqrt{\pi}} \int_{v'}^{\infty} e^{-t^2} dt$$

Proben mit Abweichungen um mehr als v' nach unten zu erwarten. Die Bedingung $n' = 1$ gibt die Grenze, unterhalb deren ein Wert zu erwarten ist. Aus der Bedingung $n' = 1/2$ erhält man den wahrscheinlichen untersten Wert selbst⁴:

$$(12a) \quad \frac{N}{\sqrt{\pi}} \int_{\frac{\max v}{\mu \sqrt{2}}}^{\infty} e^{-t^2} dt = \frac{1}{2}$$

oder unter Beachtung von (7)

$$(12b) \quad \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{\max v}{\mu \sqrt{2}}} e^{-t^2} dt = 1 - \frac{1}{N}$$

Mit der hieraus errechneten größten Abweichung $\max v$ erhält man den Kleinstwert K zu:

$$(13) \quad K = M - \max v = M - \mu \cdot \frac{\max v}{\mu} = M \left(1 - \frac{\mu \max v}{M \mu} \right)$$

$$K = M \left(1 - V \frac{\max v}{\mu} \right)$$

und das Verhältnis Kleinstwert zum arithmetischen Mittel zu:

$$(14) \quad z = \frac{K}{M} = 1 - V \cdot \frac{\max v}{\mu}$$

worin V der Variabilitätskoeffizient nach Gleichung (3) ist.

Die Werte für das in Gleichung 12b enthaltene Integral können aus den Handbüchern der Ausgleichsrechnung (z. B.)⁵ entnommen werden. In der Zahlentafel 2 und Abb. 5 sind die $z = \frac{K}{M}$ Werte für drei Verhältnisse der mittleren Abweichung μ zum arithmetischen Mittel angegeben.

Nimmt man z. B. folgende etwa dem Beispiel der Abb. 4 entsprechende Zahlen an:

⁴ Helmer: Die Ausgleichsrechnung nach der Methode der Kleinsten Quadrate. Leipzig 1907, S. 365.

⁵ Czuber: Theorie der Beobachtungsfehler. Leipzig 1891.

Zahlentafel 2.

N	max v μ	κ = $\frac{K}{M}$ für V = $\frac{\mu}{M}$ =		
		0,1	0,2	0,3
10	1,65	0,835	0,670	0,505
20	1,96	0,804	0,607	0,411
40	2,25	0,775	0,550	0,325
100	2,57	0,743	0,486	0,229
500	3,09	0,691	0,382	0,073
1 000	3,29	0,671	0,342	0,013
5 000	3,72	0,628	0,256	—
10 000	3,90	0,610	0,220	—

Mittlere Würfel­festigkeit von Betonproben $M = 366 \text{ kg/cm}^2$, mittlere Abweichung $\mu = \pm 0,2 M = \pm 73,2 \text{ kg/cm}^2$, so würde man bei 10 Proben einen Kleinstwert $K = \kappa \cdot M = 0,670 \cdot 366 = 245 \text{ kg/cm}^2$ zu erwarten haben. Dagegen

bei N = 100 1000 10 000 Proben
K = 178 125 81 kg/cm².

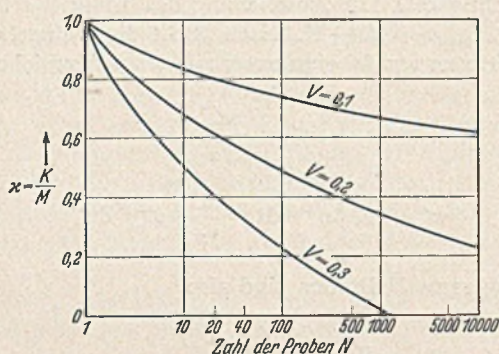


Abb. 5.

Verhältnis $\kappa = \frac{\text{Kleinstwert } K}{\text{arithm. Mittel } M}$ als Abhängige der Gesamtzahl N der Proben.

μ = mittlere Abweichung.

$V = \frac{\mu}{M}$ = Variabilitätskoeffizient.

K = wahrscheinlicher Kleinstwert bei insgesamt N Proben.

Man sieht, daß der wahrscheinliche Kleinstwert zwischen 81 und 246 kg/cm² schwankt, je nachdem man eine sehr große oder eine kleine Zahl von Proben untersucht hat. Den Abb. 3 und 4 entnimmt man, daß bei einer Gesamtzahl von 15 000 etwa 15 Proben in der Klasse 90—110 kg/cm² vorhanden gewesen sind, daß also in guter Übereinstimmung mit unserer Berechnung ein Kleinstwert von rund 80 kg/cm² anzunehmen ist.

Hiernach ist überall dort, wo die Zahl N der Proben nicht feststeht, sondern sich von Fall zu Fall ändern kann, die Festlegung eines Mindestgütwertes, der von der schlechtesten Probe erreicht werden muß, widersinnig und muß zu fehlerhaften, den Absichten widersprechenden Ergebnissen führen. Man beachte, daß genau dieselbe Betongüte — festgelegt durch das arithmetische Mittel und die mittlere Abweichung — die hier angegebenen um mehrere 100% auseinander liegenden Mindestfestigkeiten aufweist, lediglich deshalb, weil die Zahl der Proben geändert wurde.

Weil bei Betonbauwerken je nach dem Umfang des Bauwerks und der Gründlichkeit der Bauüberwachung die Zahl der vorzunehmenden Festigkeitsversuche notwendig in weitesten Grenzen veränderlich ist, muß deshalb für Beton die Festlegung eines Mindestwerts für die Betonfestigkeit als verfehlt und ungeeignet für eine gerechte und sachlich richtige Beurteilung der Baustoffgüte bezeichnet werden. Dies gilt auch für alle ähnlich gelagerten Fälle.

Augenscheinlich, weil man immer wieder die Beobachtung gemacht hat, daß der Kleinstwert einer Reihe von Proben häufig zu offensichtlichen Fehlerurteilen führt, hat man versucht, das Verfahren durch Außerachtlassung besonders ungünstiger Einzelwerte brauchbarer zu gestalten. So gestatten die Vorschriften vielfach

den Ersatz einer ungünstigen Probe durch eine nachträglich hinzugenommene. Noch weiter gehen z. B. die Deutschen Zementnormen 1932 (DIN 1164), die vorschreiben, daß bei den Zementdruck- und Zugversuchen „offensichtliche Fehlproben“ ohne weiteres auszuschalten sind. Dabei werden Proben, die um 5—10% unter dem Gesamtmittel liegen, als offensichtliche Fehlproben angesehen. Diese Grenze ist auffallend eng. Die Vorschrift bedeutet eine willkürliche und nicht ausreichend begründete Beeinflussung des Prüfungsergebnisses und kann deshalb nicht als empfehlenswerte Lösung des vorliegenden Problems angesehen werden.

Um festzustellen, ob ein niedriger Einzelwert tatsächlich als Fehlergebnis zu bewerten ist, muß man in der oben angegebenen Weise — z. B. mit Hilfe von Zahlentafel 2 — auf Grund des arithmetischen Mittels M und der mittleren Abweichung μ den wahrscheinlichen Kleinstwert K bestimmen und mit dem vermeintlichen Fehlergebnis vergleichen. Nur, wenn dieses noch wesentlich unter dem wahrscheinlichen Kleinstwerte liegt, wird man berechtigt sein, es auszuschneiden.

In der Baustoffprüfung ist es vielfach üblich, mindestens drei Proben zu untersuchen und bei einer erheblichen Abweichung eines Ergebnisses von den beiden andern das abweichende als „Ausreißer“ auszuschneiden und als maßgebend das Mittel aus den beiden andern zu benutzen. Auch dieses Vorgehen ist im allgemeinen abzulehnen und nur ausnahmsweise nach Prüfung der zu erwartenden Streuung zulässig.

Die vorstehenden Untersuchungen lassen erkennen, daß bei allgemein festliegender Probenzahl die hier nachgewiesenen Bedenken gegenstandslos werden. Ob und mit welchen Einschränkungen in diesen Fällen der Kleinstwert ein brauchbares Mittel zur Urteilsbildung sein kann, soll im nächsten Abschnitt im Rahmen einer anderen Untersuchung besprochen werden.

4. Grenzwert, der von einem festen Bruchteil — z. B. 5 oder 10% — der Kollektivglieder unterschritten wird.

Ein solcher Grenzwert hat gegenüber dem Kleinstwert den großen Vorteil, daß er von der Gesamtzahl N der Kollektivglieder unabhängig ist, sich also bei Erweiterung der Probenanzahl nicht verschiebt, wie dies beim Kleinstwert der Fall ist. Aus diesem Grund sind derartige Grenzwerte häufig in der statistischen Forschung benutzt worden. Sie geben demjenigen, der die Ergebnisse der statistischen Untersuchung benutzen will, ohne in die mathematischen Grundlagen tiefer einzudringen, ein anschaulicheres Bild der Streuung der Einzelwerte des Kollektivs als z. B. die mittlere Abweichung μ . Man wählt für die hier behandelten Aufgaben die Grenze zweckmäßig so, daß praktisch nahezu sämtliche Glieder oberhalb des Grenzwertes liegen. Eine diese Bedingung erfüllende Festsetzung wäre z. B. die, daß 90 oder 95% aller Einzelwerte oberhalb des Grenzwertes und somit nur 10 oder 5% unterhalb von ihm liegen. Der Grenzwert möge deshalb mit G_{10} bzw. G_5 usw. bezeichnet werden. Im folgenden soll mit dem G_5 -Werte gerechnet werden. Die Abweichung dieses Wertes vom arithmetischen Mittel M sei v_5 . Aus der Bedingung, daß die Wahrscheinlichkeit für Werte unterhalb G_5 , also mit einer Abweichung von $-\infty$ bis v_5 gleich 5% betragen soll, erhält man:

$$w_5 = \int_{-\infty}^{-v_5} v dv = \int_{v_5}^{\infty} v dv = \int_0^{\infty} v dv - \int_0^{v_5} v dv = 0,5 - \int_0^{v_5} v dv = 0,5 - 0,5 \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{t_5} e^{-t^2} dt = 0,05,$$

und hieraus:

$$(15) \quad \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{t_5} e^{-t^2} dt = 1 - 0,10 = 0,90.$$

Die Tafel der Integralwerte liefert

$$t_5 = 1,1631 = \frac{v_5}{\mu \sqrt{2}}$$

und

$$v_5 = \mu \cdot \sqrt{2} \cdot 1,1631 = 1,645 \mu.$$

Hiermit erhält man:

$$(16) \quad G_5 = M - v_5 = M - 1,645 \mu = M \left(1 - 1,645 \frac{\mu}{M} \right) = M (1 - 1,645 V).$$

Für $V = \frac{\mu}{M} = 0,1 \quad 0,2 \quad 0,3$

$$\frac{G_5}{M} = \quad 0,8352 \quad 0,6704 \quad 0,5056.$$

Für das im Abschnitt 3 benutzte Beispiel, bei dem $M = 366 \text{ kg/cm}^2$ war, erhält man

für $V = \quad 0,1 \quad 0,2 \quad 0,3$
 $G_5 = \quad 306 \quad 245 \quad 185 \text{ kg/cm}^2.$

Unterhalb dieser Grenze sind 5% aller Prüfwerte zu erwarten, also

0 1 2 3 4 Einzelwerte,

wenn die Gesamtprobenzahl beträgt:

$$N = 0-10, 10-30, 30-50, 50-70, 70-90 \text{ usw.}$$

Somit wird die 5%-Grenze bei kleiner Probenzahl, also bei z. B. 10 Proben, in der Regel von keiner Probe unterschritten. Hier ist deshalb die Festlegung eines Mindestwertes etwa gleichbedeutend mit der Festlegung der 5%-Grenze. In einem solchen Fall kann die Bestimmung eines nicht zu unterschreitenden Mindestwertes sinnvoll und zweckmäßig sein. Man findet eine solche Regelung in verschiedenen Vorschriften. So schreiben z. B. die Deutschen Normen für Mauerziegel und für Kalksandsteine (DIN 105 und 106) die Zahl der zu prüfenden Steine zu 10 Stück vor. Festgelegt ist neben dem Mindestwert des arithmetischen Mittels derjenige des ungünstigsten Einzelwerts. Letzterer ist nicht in ein festes Verhältnis zum arithmetischen Mittel gebracht, sondern beträgt zwischen 0,8 und 0,9 M. Man darf nach vorstehenden Untersuchungen erwarten, daß die 5%-Grenze, die sich bei 10 Proben etwa mit dem Mindestwert deckt, um $v_5 = 1,645 \mu$ unter dem arithmetischen Mittel liegt. Einer Spanne zwischen dem Kleinstwert und dem Mittel von nur 20—10% entspricht somit eine mittlere Abweichung μ von etwa $(20-10) \cdot \frac{1}{1,645} = 12-6\%$ des arithmetischen Mittels. Diese sehr kleine mittlere Abweichung erscheint für einen Stoff wie Mauersteine, bei denen die Einzelwerte in der Regel stark streuen, wesentlich zu klein. Deshalb wird der Mittelwert einer Versuchsreihe stets beträchtlich über dem vorgeschriebenen Mittel liegen müssen, wenn der vorgeschriebene Mindestwert der ungünstigsten Einzelprobe eingehalten werden soll.

Damit auch der Mittelwert eine praktische Bedeutung erhält und nicht nur auf dem Papier steht, erscheint es geboten, die Spanne zwischen Mittel- und Kleinstwert etwa der tatsächlich zu erwartenden anzugleichen. Für ein Erzeugnis wie Ziegelsteine wird man den Kleinstwert nicht höher als zu etwa 75—80% des Mittels ansetzen dürfen.

In allen den Fällen, wo die Probenzahl nicht von vornherein einheitlich festgelegt ist, stellt der Kleinstwert, wie oben nachgewiesen war, keinen brauchbaren Maßstab für die Beurteilung dar, auch nicht bei gleichzeitiger Vorschrift über das arithmetische Mittel. Dagegen kann die gleichzeitige Festlegung eines Mindestwertes für das arithmetische Mittel und für die 5%-Grenze als besonders anschaulich und zweckmäßig allgemein empfohlen werden. Dies ist deshalb die Regelung, die auch für die Überwachung der Betongüte vorgeschrieben werden sollte. Dabei sollte die Spanne zwischen Mindestwert und Mittel den tatsächlichen Verhältnissen angenähert werden. Bei der noch vorhandenen bescheidenen Treffsicherheit in der Erzeugung von Beton bestimmter Güte wird man die 5%-Grenze nur unter den besonders günstigen Bedingungen des § 29,2 der Deutschen Bestimmungen für Stahlbeton 1932 (DIN 1045) mit 75—80% des arithmetischen Mittels annehmen können, während im allgemeinen niedrigere Werte (vielleicht 65—75%) in Betracht kommen.

Ziel der Entwicklung muß nicht so sehr ein Hinaufschrauben

der Mittelwerte, als die Verbesserung der Gleichmäßigkeit des Erzeugnisses sein, also die Verkleinerung des Unterschieds zwischen der 5%-Grenze und dem Mittel. Bei gleicher 5%-Grenze sind zwei Kollektive sehr verschieden zu bewerten, je nachdem die Mittel ungleich hoch liegen, und zwar ist das Kollektiv als besser zu beurteilen, bei dem das Mittel tiefer, also näher an dem 5%-Wert liegt. Denn dies ist ein Zeichen dafür, daß die Einzelwerte weniger streuen, daß insbesondere die 5% der Einzelwerte, die unter der 5%-Grenze zu erwarten sind, weniger tief unter diesen Wert hinabgehen. Denn gerade auf diese ungünstigsten Werte kommt es für die Sicherheit des Baus vor allem an. Um diese Sachlage beurteilen zu können, ist es deshalb erforderlich, in jedem Fall neben der 5%-Grenze auch das arithmetische Mittel zu berechnen und anzugeben.

Streuungen ähnlichen und z. T. noch größeren Ausmaßes wie beim Beton sind bei vielen Gegenständen und Stoffen vorhanden und bekannt. Man hat vielfach mit Erfolg versucht, die Streuungen durch vorherige Auswahl und Festlegung von Güteklassen einzuschränken mit dem Ziel, höhere zulässige Beanspruchungen zu ermöglichen.

5. Verallgemeinerung des an einer beschränkten Zahl von Proben erzielten Ergebnisses.

Festigkeitsversuche, die ihrem Wesen nach die Zerstörung der Probe voraussetzen, können nur Stichproben sein, die mit einer im allgemeinen kleinen Teilmenge des zu prüfenden Stoffes durchgeführt werden. Der Übertragung der Ergebnisse der Versuche mit dieser Teilmenge auf die Gesamtmenge liegt die Überlegung zu Grunde, daß bei einer genügend umfangreichen Reihe von Beobachtungen die Ereignisse sich nahe entsprechend dem Verhältnis ihrer Wahrscheinlichkeiten zutragen, daß also die an den Proben festgestellte Verteilung der Häufigkeiten mit ausreichender Genauigkeit derjenigen der durch die Proben vertretenen Gesamtmenge von Gegenständen gleicht. Diese Übereinstimmung wird umso mehr zu erwarten sein, je größer der Anteil der Teilmenge an der Gesamtmenge ist, je besser, sei es durch zufällige oder durch bewußte Auswahl, die Proben aus der Gesamtmenge ausgewählt sind derart, daß sie der Durchschnittsbeschaffenheit entsprechen, je mehr die vergleichbaren Ergebnisse, insbesondere also der Mittelwert und das Streuungsmaß, sich bei geringer und großer Probenzahl decken u. a. m. Ein ungünstiger Umstand ist es, wenn der Stoff nicht fertig und in beliebiger Auswahl für die Entnahme der Proben zur Verfügung steht, sondern, wie z. B. beim Betonbauwerk oder auch bei Gußwaren, keramischen Erzeugnissen usw., erst im Fertigteil seine endgültigen Eigenschaften gewinnt und entweder durch Zerstörung des Fertigteils gewonnen wird oder dadurch, daß unabhängig von dem Fertigteil besondere Probekörper hergestellt werden. Die vollständige Gleichheit zwischen dem Stoff im Fertigteil und in dem Probekörper ist dann in der Regel nicht mit Sicherheit gewährleistet. Beim Betonprobewürfel kann z. B. die Verarbeitung nach Einbringung in die Form, die Wasserabgabe, die Temperatur und der Spannungszustand während des Erhärtens wesentlich von dem Beton im Bauwerk abweichen. Ähnliches gilt z. B. auch für den an einen größeren Gußeisen- oder Gußstahlkörper angegossenen Probekörper, der meist unter wesentlich anderen Bedingungen erstarrt wie der in seinen Abmessungen abweichende Gußkörper selbst. Nur sehr umfangreiche vergleichende Versuche mit zahlreichen Einzelproben können in derartigen Fällen Auskunft über den Grad der Übereinstimmung zwischen Probe und Gesamtkörper geben.

Mit gewissen Einschränkungen wird es aber auch hier zulässig sein anzunehmen, daß die durch die Proben ermittelten Eigenschaften sich in etwa der gleichen Verteilung auch in der durch die Proben vertretenen Gesamtmenge wieder finden. Es darf danach erwartet werden, daß, wenn wir unsere Betrachtungen nunmehr auf ein Betonbauwerk beziehen, in dem Bauwerk verschiedene Betongüten vorkommen, und zwar so, daß der Mittelwert aus den Festigkeitswerten an allen Stellen des Bauwerks sich mit dem arithmetischen Mittel der Proben deckt, und daß auch die Streuung der Einzelwerte in dem gesamten Rauminhalte des Bauwerks der

bei den Proben ermittelten Streuung entspricht, daß also die Wahrscheinlichkeit dafür, an einer beliebigen Stelle eine in eine bestimmte Klasse fallende Festigkeit anzutreffen, gleich ist der bei den Proben gefundenen Klassenhäufigkeit geteilt durch die Gesamtzahl der Proben, daß z. B. auch an jeder Stelle des Bauwerks eine 5%ige Wahrscheinlichkeit dafür vorhanden ist, daß die Festigkeit unterhalb der bei den Proben gefundenen 5%-Grenze liegt oder auch, anders ausgedrückt, daß an 5% des Volumens des Bauwerks Festigkeiten unter der 5%-Grenze zu erwarten sind.

Es verdient nochmals hervorgehoben zu werden, daß es unzulässig sein würde, aus dem Fehlen besonders niedriger Festigkeitswerte bei den nur in kleiner Zahl geprüften Proben auf die Unmöglichkeit solcher Werte im Bauwerk selbst zu schließen. Hier ist vielmehr damit zu rechnen, daß infolge der viel größeren Mengen sich auch sehr geringe Wahrscheinlichkeiten verwirklichen, daß z. B. in kleinen Teilgebieten des Bauwerks auch weit unter den bei den Proben ermittelten Werten liegende Festigkeiten vorkommen können. Nicht die an den Proben ermittelten Einzelwerte, sondern den mittleren Wert und die Verteilung der Wahrscheinlichkeiten darf man erwarten, im Bauwerk wiederzufinden. Welche Folgerungen hieraus auf die im Bauwerk zuzulassenden Beanspruchungen gezogen werden müssen, möge hier unerörtert bleiben. Das Ziel dieser Zeilen war, auf die Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit der Anwendung statistischer Methoden auf die Fragen der Baustoffprüfung und -abnahme hinzuweisen.

Zusammenfassung.

1. An die Stelle der bisher im Bauwesen üblichen, nicht einwandfreien Benutzung und Deutung der Ergebnisse von Baustoffprüfungen muß die Auswertung mit Hilfe statistischer Methoden treten.

2. Der kleinste durch eine beschränkte Zahl von Versuchen ermittelte Festigkeitswert, der in den meisten Fällen als maßgeblich und entscheidend angesehen und benutzt wird, ist eine von der Zahl der Proben abhängige Veränderliche und deshalb als Maß für die Beurteilung der Baustoffgüte ungeeignet.

3. Durch Aufzeichnung der Häufigkeitskurve der Prüfungsergebnisse ist zu prüfen, ob eine Normalverteilung vorliegt oder nicht. In letzterem Fall sind zusätzliche Untersuchungen notwendig.

4. Ein Kollektiv — z. B. eine Mehrzahl von Festigkeitswerten, gewonnen an Proben eines zu prüfenden Baustoffs — wird zweckmäßig beschrieben durch das arithmetische Mittel und einen zweiten Zahlenwert, der die Streuung der Einzelwerte gegenüber dem Mittel kennzeichnet.

5. Als gut geeigneter Streuungswert wird die G_5 -Grenze vorgeschlagen, d. h. der Wert, unter dem 5% der Proben liegt.

6. Ungünstige Prüfergebnisse dürfen nur ausnahmsweise bei der Beurteilung ausgeschieden werden und zwar dann, wenn ein Vergleich mit dem auf Grund der Wahrscheinlichkeitsrechnung ermittelten Kleinstwert das Vorliegen eines Fehlergebnisses erweist.

7. Hiernach ist die Güte eines Baustoffs in den Vorschriften festzulegen durch die beiden Mindestwerte für das arithmetische Mittel und für die G_5 -Grenze.

SPANNUNGSOPTISCHE UNTERSUCHUNG EINES STOCKWERKRAHMENS.

Von Dr. Ing. A. Spilker, Berlin-Siemensstadt.

DK 624.072.333:058

Übersicht: An Hand eines Beispiels wird die Anwendung der Spannungs-Optik bei der Untersuchung hochgradig statisch unbestimmter Stockwerkrahmen gezeigt und die praktische Brauchbarkeit des Verfahrens durch Vergleich mit dem auf rein rechnerischem Wege gefundenen Momentenverlauf verwiesen.

Die Baustoffknappheit zwingt zur höchsten Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Materialien, die aber nur möglich ist bei genauer Kenntnis der im Bauwerk auftretenden Beanspruchungen. Es ist daher nicht verwunderlich, wenn gerade in letzter Zeit immer neue Verfahren zur statischen Untersuchung des wichtigsten Hochbauelementes, des Stockwerkrahmens, erdacht wurden. Von den zur statischen Untersuchung von Rahmentragwerken zur Verfügung stehenden rechnerischen und graphischen Verfahren ermöglichen einige, z. B. das Verfahren von Croß, eine verhältnismäßig schnelle Lösung auch durch weniger geschulte Kräfte. Für hochgradig statisch unbestimmte Rahmen ist der erforderliche Arbeitsaufwand für eine genaue Lösung jedoch meist noch viel zu groß, so daß man sich immer wieder mit mehr oder weniger genauen Annäherungen begnügt und dabei entweder eine schlechte Ausnutzung der Baustoffe oder aber eine verringerte Sicherheit in Kauf nimmt.

Hier kann die Spannungsoptik dem Statiker wertvolle Dienste leisten, da sie ihre Ergebnisse unabhängig von der Kompliziertheit des Tragwerks mit gleicher Einfachheit liefert. Die Anwendung der Spannungsoptik zur Lösung von Bauingenieuraufgaben ist zwar wiederholt empfohlen worden (1,2), doch scheint man bisher zur Lösung von baustatischen Aufgaben von diesem Untersuchungsverfahren noch verhältnismäßig selten Gebrauch gemacht zu haben. Vielleicht ist das darauf zurückzuführen, daß bisher an keiner Stelle die praktische Durchführung der Untersuchung an Hand eines Beispiels gezeigt wurde. Ich hoffe daher, daß die nachstehende Beschreibung einer im Laboratorium der Siemens-Bauunion durchgeführten Untersuchung Interesse finden und dazu beitragen wird, der Spannungsoptik auch in Bauingenieurkreisen weiteren Eingang zu verschaffen.

Das Verfahren besteht kurz gesagt darin, daß die Momenten-Nullpunkte bei der gegebenen Belastung auf spannungsoptischem Wege an einem Modell ermittelt und sodann auf rechnerischem

Wege die Biegemomente im Tragwerk bestimmt werden. Bezüglich des spannungsoptischen Verfahrens selbst kann auf die vorhandene Literatur verwiesen werden (3, 4). Es genügt hier, daran zu erinnern, daß sich bei Betrachtung eines einem bestimmten Spannungszustand unterworfenen durchsichtigen Modells im einfarbigen polarisierten Licht bei gekreuzten Polarisatoren abwechselnd helle und dunkle Linien zeigen, welche die Punkte gleicher Hauptspannungsunterschiede $\sigma_1 - \sigma_2$ miteinander verbinden. Bei Verwendung von weißem Licht erscheinen statt dessen farbige Linien, die sogenannten *Isochromaten*. Nach der Reihenfolge ihrer Entstehung bei zunehmender Belastung erhalten die Isochromaten *Ordnungszahlen*. Jeder Ordnung ist eine bestimmte Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_2$ zugeordnet, und zwar ist der Wert dieser Spannungsdifferenz proportional der Ordnungszahl. Der Proportionalitätsfaktor, d. h. die Spannungsdifferenz, die der Isochromate 1. Ordnung zugeordnet ist, wird i. A. durch einen Eichversuch an einem Modell, dessen Spannungen leicht rechnerisch zu erfassen sind, bestimmt. Für den vorliegenden Fall interessiert er nicht. Da an den Rändern in der Regel eine Hauptspannung bekannt ist, — bei unbelasteten Rändern ist z. B. die senkrecht zum Rande gerichtete Hauptspannung gleich 0 — so ist der Spannungsverlauf am Rand durch die spannungsoptische Untersuchung unmittelbar bestimmt. Für die Ermittlung der Spannungen im Innern des Modells stehen verschiedene experimentelle und rechnerische Verfahren zur Verfügung, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann. Im vorliegenden Fall soll ja nur die Lage der *Momenten-Nullpunkte* spannungsoptisch festgestellt werden, da sie sich besonders einfach finden lassen. Sind die Nullpunkte bekannt, dann bietet die rechnerische Ermittlung der Momente, wie später gezeigt wird, keine nennenswerten Schwierigkeiten mehr, obwohl ein Rahmen mit m-Stielen und n-Geschossen noch $n(m-2)$ -fach statisch unbestimmt ist.

Von dem zu untersuchenden Rahmen (Abb. 1) wurde ein Modell aus einer 1 cm starken Kunstharzplatte (Dekorit) hergestellt. Dabei war darauf zu achten, daß neben den Achsmassen auch das Verhältnis der Trägheitsmomente der einzelnen Stäbe

zueinander genau der gestellten Aufgabe entsprach. Die Belastung wurde durch einfache aus Holzleisten und Draht gefertigte Hebel von zwei kleinen Dynamometern auf die Systempunkte des Modells übertragen (Abb. 2). Um den Einfluß von Vorspannungen am Modell auszuschalten, die bekanntlich bei Kunstharzen durch die Bearbeitung und Alterung des Materials entstehen, wurde das Modell hintereinander nach zwei entgegengesetzten Richtungen belastet. Die spannungsoptische Untersuchung des Modells erfolgte mit Hilfe der von L. Föppel angegebenen vereinfachten Apparatur (5) unter Verwendung von Großflächen-Polarisatoren (Abb. 3). Sie besteht aus einem Beleuchtungskasten für weißes oder einfarbiges Licht (Natriumdampf-

in der Nähe eines Nullpunktes ist abhängig von dem Verhältnis von Querkraft zur Normalkraft. Er läßt sich leicht auch rechnerisch bestimmen (4). Für den Fall $Q/N = 1$ ist in Abb. 4 der theoretische Verlauf der Isochromaten beim Nullpunkt dargestellt.

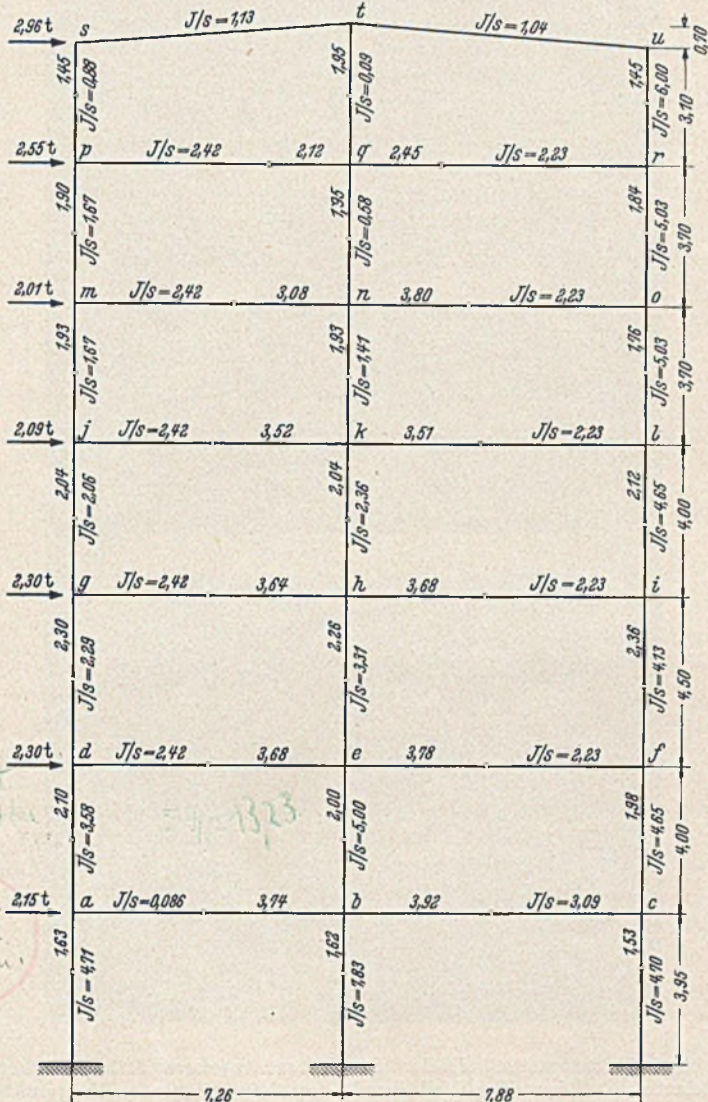


Abb. 1. Untersuchtes Tragwerk mit den spannungsoptisch gefundenen Momenten-Nullpunkten.

licht) und zwei drehbar angeordneten quadratischen Polarisationsfiltern von 26 cm Seitenlänge. Zur Ausschaltung der Isoklinen, d. h. der Linien, welche die Punkte gleicher Hauptspannungsrichtungen miteinander verbinden, können dünne Glimmerplättchen von bestimmter Stärke, die sogenannten $\lambda/4$ -Plättchen, verwendet werden, mit deren Hilfe das linear-polarisierte einfarbige Licht in zirkular-polarisiertes Licht umgewandelt wird. Die Plättchen liegen unmittelbar auf den Filtern dem zwischen den Filtern befindlichen Modell zugekehrt. Eine zweite Möglichkeit, die Isoklinen wenigstens bei der photographischen Aufnahme auszuschalten, besteht darin, daß man auf der gleichen Platte 4 Aufnahmen hintereinander macht, wobei beide Filter jedes Mal um 45° weitergedreht werden. Die Aufnahmen Abb. 5 und 6 sind nach dem zuletzt beschriebenen Verfahren gemacht worden.

Die Momenten-Nullpunkte sind an einzelnen Stellen durch die eingetragenen Pfeile bezeichnet. Der Verlauf der Isochromaten

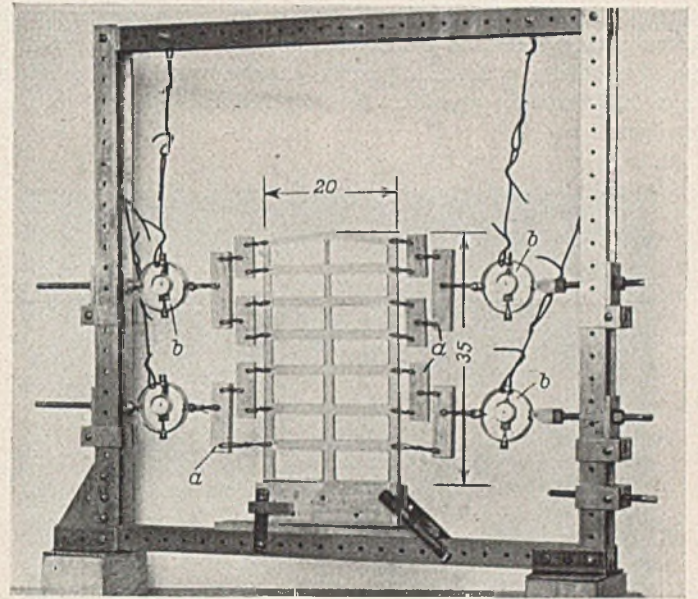


Abb. 2. Versuchsanordnung; a = Belastungshebel, b = Dynamometer

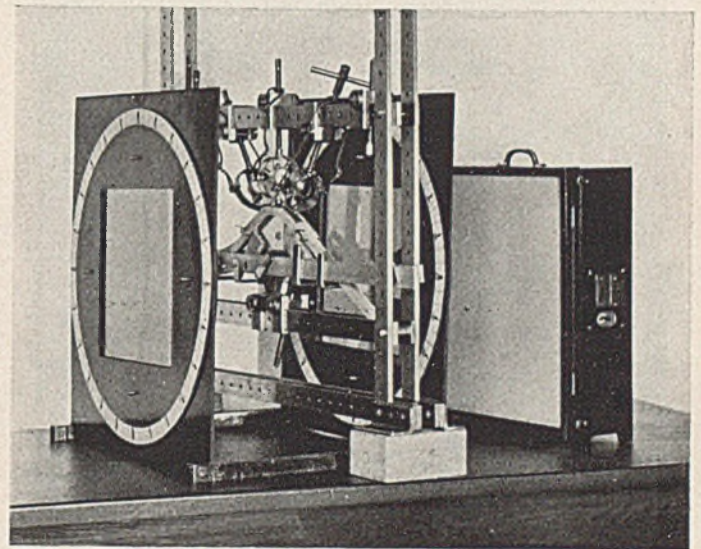


Abb. 3. Spannungsoptische Apparatur.

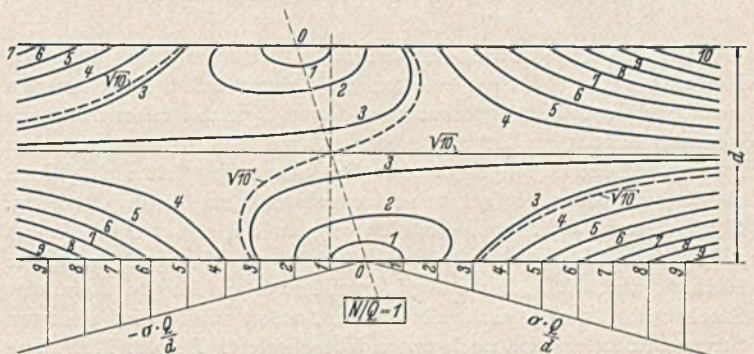


Abb. 4. Verlauf der Isochromaten beim Momenten-Nullpunkt für $N/Q = 1$.

Sind genügend Isochromaten vorhanden, dann sind die Nullpunkte stets leicht zu erkennen. Im oberen Teil des Modells waren jedoch die Kräfte und damit die Zahl der Isochromaten zu gering, um die Nullpunkte in den obersten Riegeln zu ermitteln. In einem solchen Fall ist es besser, die durch das Fehlen einiger Nullpunkte bedingte

höhere statische Unbestimmtheit in Kauf zu nehmen, als nach „Gefühl“ oder Schätzung die Lage der Nullpunkte anzunehmen, da falsch angenommene Nullpunkte den Momentenverlauf erheblich stören können.

Die genaue Lage der Nullpunkte wurde durch unmittelbare Messung am Modell und durch Ausmessen der photographischen Aufnahmen bestimmt. Wo bei Änderung der Belastungsrichtung eine Verschiebung der Nullpunkte eintrat, wurde die gemittelte Lage in Rechnung gestellt. Die Ergebnisse sind in Abb. 1 eingetragen.

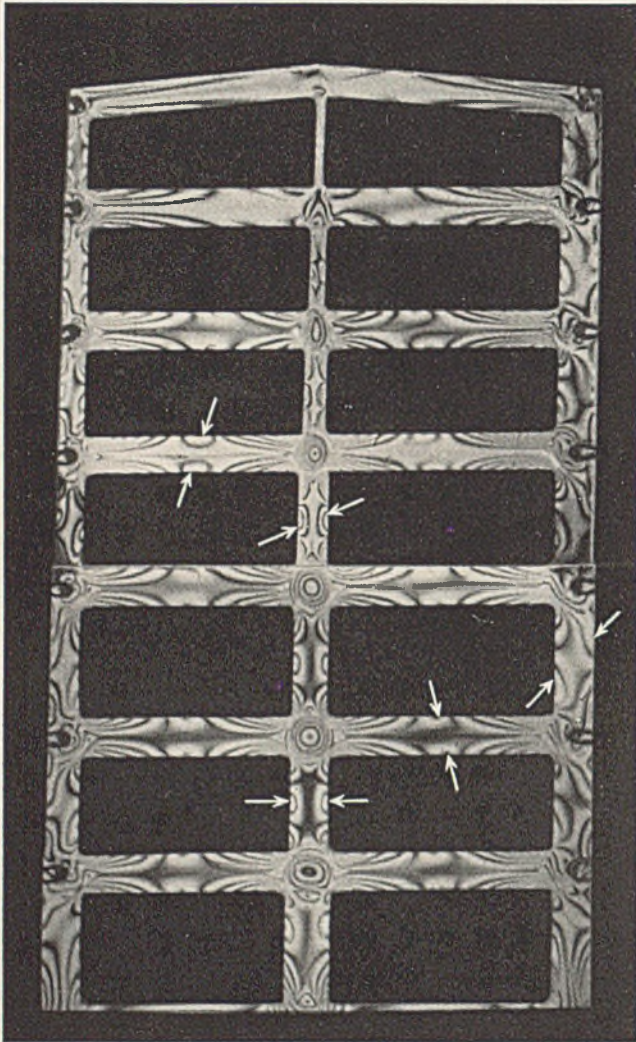


Abb. 5. Isochromaten bei Belastung nach links. (Die weißen Pfeile bezeichnen einige Momenten-Nullpunkte).

Das 42-fach statisch unbestimmte Rahmensystem ist nach Kenntnis von 33 Nullpunkten auf ein System mit 9 Unbekannten zurückgeführt. Zur Untersuchung dieses Systems kann natürlich jedes der bekannten Untersuchungsverfahren herangezogen werden. Der im folgenden eingeschlagene Rechnungsweg hat sich jedoch als die bei weitem einfachste und zweckmäßigste Lösung erwiesen. Nach diesem Verfahren, das sich eng an die unter dem Namen „Verfahren der unentwickelten Elastizitätsgleichungen“ bekannte Methode anschließt, kann der Momentenverlauf für jedes einzelne Stockwerk für sich ermittelt werden, wenn man beim obersten Stockwerk anfangend nach unten fortschreitet. Bei der Rechnung muß man sich vor Augen halten, daß die Nullpunkte keine eigentlichen Gelenke darstellen, daß also die Stäbe ohne Knick über die Nullpunkte durchlaufen müssen. Die Anwendung des Verfahrens wird an der Berechnung der Momente in den beiden oberen Stockwerken gezeigt. Das oberste Stockwerk weicht insofern von den normalen Stockwerken ab, als im vorliegenden Fall die Nullpunkte in den Riegeln nicht ermittelt werden konnten. Es sind daher dafür drei unbekannte Größen zu ermitteln. Der voraussichtliche

Momentenverlauf ist in Abb. 7 skizziert. Als Unbekannte werden eingeführt die Momente:

$$M_{ps} = -X_1 \quad M_{ts} = -X_3$$

$$M_{qt} = -X_2$$

Ferner wird das Fußmoment M_{ru} zunächst mit M_r bezeichnet. Unter Beachtung der Lage der Momentennullpunkte in den Stielen erhält man somit den in Abb. 7 eingetragenen Momentenverlauf. Zur Ermittlung der statisch unbestimmten Größen X_1 bis X_3 stehen folgende Verformungsbedingungen zur Verfügung:

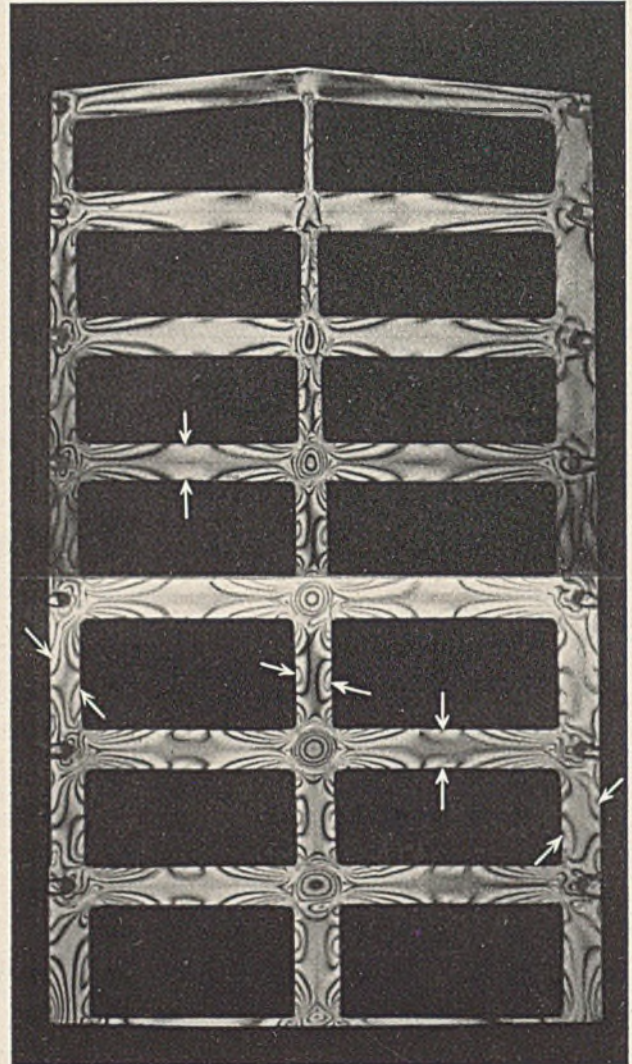


Abb. 6. Isochromaten bei Belastung nach rechts (oberer Teil bei stärkerer Belastung). (Die weißen Pfeile bezeichnen einige Momenten-Nullpunkte).

1. Die Drehwinkel der beiden Riegel am Mittelstiel müssen einander gleich sein.
2. und 3. Der Abstand der Fußpunkte p und q bzw. q und r darf sich nicht ändern.

M_r errechnet man aus der Gleichgewichtsbedingung, daß die Summe der Querkräfte in den Stielen der äußeren Querkräfte gleich sein muß.

Bedingung 1. liefert an Hand der Stäbe s — t und t — u die Beziehung:

$$(1) \quad \left[\frac{1}{1,13} (-2,0 X_3 + 0,88 X_1) + \frac{1}{1,04} (+2,1 X_1 - 2 X_3 - 0,88 M_3) \right] = 0$$

$$+ 0,78 X_1 + 2,02 X_2 - 3,69 X_3 - 0,846 M_3 = 0.$$

Zur Aufstellung der Bedingung 2. kann man sich den Rahmen p s t q nach Abb. 8 isoliert denken. Die Bedingung, daß die Fußpunkte p und q sich nicht gegeneinander verschieben sollen, lautet:

$$\int \frac{M M'}{I} dx = 0.$$

Sie liefert die Gleichung:

$$(2) \quad 2,754 X_1 - 12,78 X_2 - 2,49 X_3 = 0.$$

Ähnlich erhält man durch Betrachtung des isoliert gedachten Rahmens q t u r die Gleichung:

$$(3) \quad 15,64 X_2 + 2,70 X_3 + 2,33 M = 0.$$

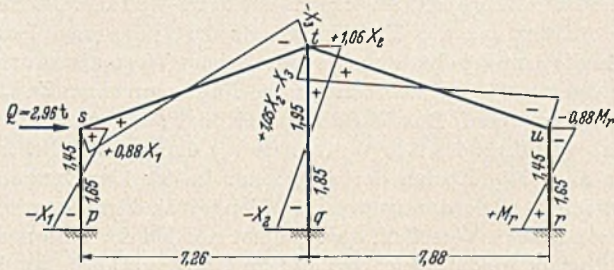


Abb. 7. Momentenverlauf im obersten Stockwerk.

Schließlich erhält man M aus der statischen Bedingung:

$$(4) \quad \frac{1,88}{3,1} X_1 + \frac{2,05}{3,8} X_2 + \frac{1,88}{3,1} M_r = 0.$$

Nach Einsetzen von M in die Gleichungen 1-3 erhält man für die Errechnung der Unbekannten X die Gleichungen:

$$(5) \quad \begin{cases} 1,626 X_1 + 2,775 X_2 - 3,69 X_3 = 4,14 \\ 2,754 X_1 - 12,78 X_2 - 2,49 X_3 = 0 \\ -2,33 X_1 - 17,71 X_2 + 2,7 X_3 = -11,4 \end{cases}$$

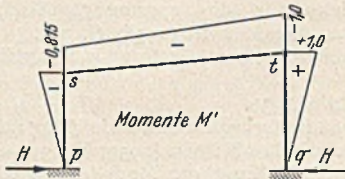


Abb. 8. Momentenverlauf im isoliert gedachten Rahmen pstq infolge $H = 1/3,7$.

Die Auflösung der Gleichungen liefert:

$$X_1 = 1,84 \text{ tm}, \quad X_2 = 0,40 \text{ tm}, \quad X_3 = -0,013 \text{ tm}$$

und damit

$$M_r = 2,69 \text{ tm}.$$

Den Momentenverlauf zeigt Abbildung 10.

Die Berechnung der übrigen Stockwerke gestaltet sich wesentlich einfacher, da hier sämtliche Nullpunkte bekannt sind. Belastung und Abmessungen des zweitobersten Geschosses sind aus Abb. 9 ersichtlich. Die Aufgabe ist einfach statisch unbestimmt. Als Unbekannte wird das Verhältnis k der Rieglmomente im Punkte q zueinander eingeführt. Es errechnet sich aus der Be-

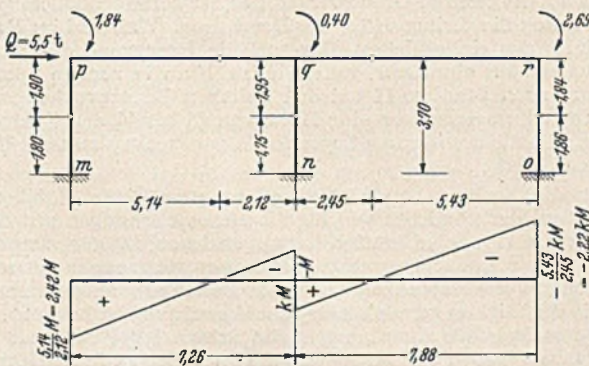


Abb. 9. Belastung des zweitobersten Geschosses und Momentenverlauf im Riegel p-q-r.

dingung, daß die Drehwinkel der beiden Riegel an Punkt q einander gleich sein müssen. Das Moment M erhält man wieder aus der Querkraftsumme in den Stielen. Der Rechnungsgang geht aus nachstehender Zahlenrechnung hervor, die für dieses Geschöß ausführlich wiedergegeben wird:

$$6 E \cdot \tau_c \frac{M \cdot I_1}{I_1} (2,0 - 2,42),$$

$$6 E \cdot \tau_r \frac{k M \cdot I_2}{I_2} (2,0 - 2,22), \quad I_1 = I_2$$

$$k = \frac{0,42 \cdot 7,26}{0,22 \cdot 7,88} = 1,76.$$

*kleiner Drehwinkel
verfassen!*

Es wird somit:

$$M_{qp} = -M$$

$$M_{pq} = +2,42 M$$

$$M_{pm} = +2,42 M - 1,84$$

$$M_{mp} = -2,42 \cdot \frac{1,8}{1,9} M + 1,84 \cdot \frac{1,8}{1,9}$$

$$= -2,3 M + 1,74$$

$$M_{qr} = 1,76 M$$

$$M_{qn} = 2,76 M - 0,40$$

$$M_{nq} = -\frac{1,75}{1,95} (2,76 M - 0,4)$$

$$= -2,48 M + 0,36$$

$$M_{rq} = -\frac{5,43}{2,45} \cdot 1,76 M = -3,9 M$$

$$M_{ro} = -3,9 M + 2,69$$

$$M_{or} = \frac{1,86}{1,84} (3,9 M - 2,69)$$

$$= 3,94 M - 2,72$$

Endgültige Momente:

$$= -1,69 \text{ tm}$$

$$= +4,08 \text{ tm}$$

$$= +4,08 - 1,84 = +2,24 \text{ tm}$$

$$= -3,88 + 1,74 = -2,14 \text{ tm}$$

$$= +2,97 \text{ tm}$$

$$= +4,66 - 0,4 = +4,26 \text{ tm}$$

$$= -4,18 + 0,36 = -3,82 \text{ tm}$$

$$= -6,59 \text{ tm}$$

$$= -6,59 + 2,69 = -3,9 \text{ tm}$$

$$= +6,65 - 2,72 = +3,93 \text{ tm}$$

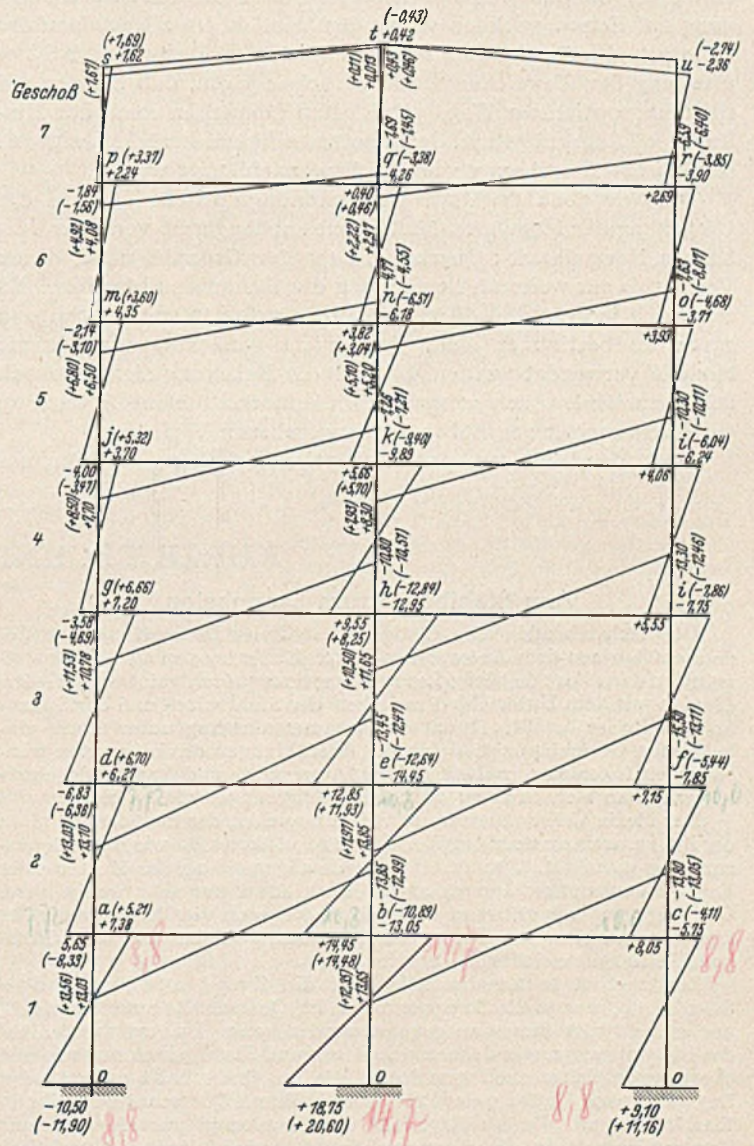


Abb. 10. Verlauf der Biegemomente. Die rechnerisch nach dem Verfahren von Croß ermittelten Momente sind in Klammern gesetzt.

M wird errechnet aus der Bedingung $Q = 5,5 \text{ t}$.

$$M_{pm} = 2,42 M - 1,84$$

$$-M_{mp} = 2,30 M - 1,74$$

$$M_{qn} = 2,76 M - 0,40$$

$$-M_{nq} = 2,48 M - 0,36$$

$$M_{ro} = 3,90 M - 2,69$$

$$-M_{or} = 3,94 M - 2,72$$

$$\sum M = 17,8 M - 9,75 = 5,5 \cdot 3,7.$$

Da es sich um ein hochbeanspruchtes Bauteil mit Normalkraft handelt, ist die Sicherheit ganz bedeutungsvoll. Undeutliche Aussagen über die Höhe und die Erhaltung des Bauteils sind zu vermeiden.

Daraus

$$M = \frac{5,5 \cdot 3,7}{17,8} - \frac{9,75}{17,8} = 1,14 - 0,55 = 1,69 \text{ tm.}$$

Nach Einsetzen dieses Wertes in die oben entwickelten Ausdrücke für die Stabendmomente erhält man die dort rechts daneben angeschriebenen endgültigen Biegemomente.

In gleicher Weise lassen sich schrittweise die übrigen Stockwerke untersuchen, wobei jeweils die Fußmomente des vorhergehenden Stockwerks als Belastung zu berücksichtigen sind.

Das fertige Momentenbild zeigt Abb. 10. In Klammern sind dort die Momente eingetragen, die sich aus einer völlig unabhängig durchgeführten Untersuchung des Rahmens nach dem Verfahren von Croß ergaben. Die Abweichungen im unteren Teil des Rahmens sind darauf zurückzuführen, daß sich die theoretisch angenommene Einspannung der Stützenfüße praktisch beim Modellversuch nicht streng verwirklichen läßt. Das ist aber kein Fehler, denn die volle Einspannung ist ja auch nur eine Rechnungsannahme. Sie dürfte nur in den seltensten Fällen, z. B. bei Gründung auf Felsen, wirklich vorhanden sein, da im allgemeinen der Untergrund stets elastisch nachgiebig ist. Im übrigen ist bei Beurteilung der Abweichungen zu berücksichtigen, daß bei den auf spannungsoptischem Wege ermittelten Momenten auch der Einfluß der Längskräfte und der Knotensteifigkeit berücksichtigt ist, der bei der Berechnung wie üblich vernachlässigt wurde.

Da, wie oben erwähnt, das spannungsoptische Bild in der Umgebung des Momenten-Nullpunktes abhängig ist von dem Verhältnis Normalkraft : Querkraft, liegt der Gedanke nahe, dieses Verhältnis zur weiteren Berechnung des Systems zu benutzen. Es zeigt sich jedoch, daß diese Verhältniswerte i. A. nicht genügend genau zu bestimmen sind, wenn nicht ganz vorspannungsfreie Modelle verwendet werden (6) und die Belastung ziemlich hoch getrieben wird. Auch verspricht diese Methode keine Abkürzung der Rechenarbeit gegenüber dem angegebenen Verfahren.

Der Vergleich des spannungsoptisch erhaltenen Ergebnisses

mit dem rechnerischen zeigt, daß es sehr wohl möglich ist, auf dem beschriebenen Wege mittels der Spannungsoptik zu befriedigenden praktisch brauchbaren Ergebnissen zu kommen. Der Arbeitsaufwand für die Herstellung des Modells (das nicht ganz vorspannungsfrei zu sein braucht, da der Einfluß der Vorspannung ja durch das Wechseln der Belastungsrichtung ausgeschaltet wird) und die Durchführung des Versuchs beträgt 2—3 Tage. Die rechnerische Auswertung der Ergebnisse erfordert nur einen Bruchteil der für die Untersuchung auf rechnerischem Wege allein erforderlichen Arbeit. Sie hat im vorliegenden Fall kaum einen Tag in Anspruch genommen. Das Verfahren zeichnet sich somit bezüglich des Arbeitsaufwandes sehr vorteilhaft vor den sonst üblichen Verfahren aus. Die Kosten der Apparatur in der hier verwendeten vereinfachten Anordnung von L. Föppl sind nicht erheblich, gemessen an den Vorteilen, die sie nicht nur bei der Untersuchung von Rahmen, sondern auch bei andern Konstruktionsteilen bietet. Die Anwendung des beschriebenen Verfahrens empfiehlt sich somit vor allem für die Untersuchung statisch unbestimmter oder besonders komplizierter Rahmenwerke, die sonst einen großen Rechenaufwand erfordern würden. Man erspart damit Zeit und Arbeitskraft. Nicht zu unterschätzen ist auch der Vorteil, den die Anschaulichkeit des Verfahrens bietet, indem z. B. der Einfluß einzelner Lasten oder einer Umgruppierung bzw. Änderung der Belastung sich sofort durch Augenschein feststellen läßt.

Schrifttum:

1. Föppl: Spannungsoptik im Dienst des Bauingenieurs. Bauingenieur 19 (1938) S. 341.
2. Tölke: Hoffnungsvolle Ausblicke für die spannungsoptische Untersuchung von Talsperren. Bauingenieur 19 (1938) S. 345.
3. Föppl und Neuber: Festigkeitslehre mittels Spannungsoptik. München 1935.
4. Mesmer: Spannungsoptik. Berlin 1939.
5. Föppl und Müller-Luft: Spannungsoptische Einrichtung mit Polarisationsfiltern. Archiv für technisches Messen (1939) V 137—1.
6. Mönch: Neue Erkenntnisse zur Herstellung von Modellen für die Spannungsoptik. Forschung 13 (1942) S. 12.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Vom Stahlbeton zum Spannbeton.

Die nachstehende Abhandlung gibt in freier Bearbeitung eine Gedankenfolge aus dem Aufsatz von Herrn E. Freyssinet, „Une révolution dans l'art de bâtir: Les constructions précontraintes“¹⁾ wieder, die sich mit dem Unterschied zwischen der Stahlbeton- und der Spannbetonbauweise befaßt. Durch die Zusammenfassung unter einem einheitlichen Gesichtspunkt bieten die Ausführungen des bekannten französischen Ingenieurs zweifellos vieles Interessante und Anregende, einerlei, wie man sich auch zu allen Einzelfolgerungen stellen mag.

Der ideale Verbundwerkstoff wäre ein solcher, der die Eigenschaften der ihn zusammensetzenden Werkstoffe so vollkommen wie möglich auszunutzen gestattet. Der Stahlbeton gilt allgemein als das Muster eines Verbundwerkstoffes, kommt aber diesem Ideal nur sehr wenig nahe. Das zeigt sich sofort, wenn man rein theoretisch die Bedingungen des Zusammenwirkens von Beton und Eisen auf Grund ihrer Elastizitäts- und Festigkeitsverhältnisse untersucht.

Zunächst ist dann festzustellen, daß die Zugfestigkeit des Stahles, der ja die Zugspannungen im Querschnitt aufnehmen soll, nur sehr unvollkommen ausgenutzt werden kann. Im Anfangsstadium des Biegevorganges dehnen sich Beton und Stahl gemeinsam aus und übernehmen daher auch gemeinsam die im Querschnitt auftretenden Zugkräfte nach Maßgabe der Produkte aus ihrem Querschnitt und ihrem Elastizitätsmaß. Da im Regelfalle die Bewehrung nur einen kleinen Vomhundertsatz des Gesamtquerschnittes darstellt, läuft dies praktisch darauf hinaus, daß der Beton — nahezu unabhängig von der Größe der Bewehrung — fast die gesamten Zugspannungen aufzunehmen hat. Erst wenn seine Beanspruchung so hoch gestiegen ist, daß seine Zugfestigkeit überschritten wird und Risse in ihm auftreten, beginnt die Umlagerung der Spannungen aus dem Zugteil des Betons in die Stahlbewehrung, bis diese schließlich die volle Zugkraft aufnimmt.

Da aber andererseits die Forderung besteht, daß Risse vermieden werden sollen, um nicht den Bestand der Konstruktion durch Angriffsmöglichkeiten für Luft, Feuchtigkeit usw. zu gefährden, darf es zu einer zur Ribbildung führenden Beanspruchung des gezogenen Betons gar nicht kommen. Das bedeutet aber, daß man sich auch für die Stahlbeanspruchung Grenzen setzen muß, die nicht allein durch die Festigkeitseigenschaften der verwendeten Stähle, sondern in erster Linie durch

die Rücksichtnahme auf die Betondehnung bestimmt sind und die daher zum mindesten bei höherwertigen Stählen weit unterhalb der Grenzen liegen, die man ohne diese Rücksichtnahme auf die Betondehnung wählen würde. Allgemein kann also die Stahlfestigkeit nur unvollkommen ausgenutzt werden.

Aber auch die Ausnutzung der Druckfestigkeit des Betons, des zweiten Grundwerkstoffes, ist keine besonders günstige, bedingt durch die geringe Höhe der Druckzone. Während im Rechteckquerschnitt aus einheitlichem Baustoff die Druckzone die Hälfte der Querschnittshöhe einnimmt, weist sie im Navier'schen Spannungsdiagramm nach Stadium II bei den üblichen Beanspruchungsverhältnissen im allgemeinen nur eine Höhe von $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ der Querschnittshöhe auf; die nicht wirksame Zugzone aber erstreckt sich über $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$ des Querschnitts.

Für die Schubbeanspruchungen eines Stahlbetonbauteiles gilt wieder ähnliches wie für die Beanspruchungen auf der Zugseite: die von den Schubkräften hervorgerufenen, im allgemeinen unter 45° gegen die Trägerachse geneigten Hauptzugspannungen müssen unter den gleichen Voraussetzungen durch eine Bewehrung aufgenommen werden. Die Wichtigkeit gerade dieser Schubbewehrung ist bekannt, ebenso, daß ihre sachgemäße Anordnung mehr Schwierigkeiten bietet als die der Längsbewehrung. Bei fast allen Schadensfällen an Stahlbetonbauten spielt fehlender Widerstand gegen Schubwirkungen eine Rolle.

Schließlich muß auch noch das Schwinden des Betons als ein nicht zu unterschätzender Mangel angesehen werden insofern, als es durch die Verkürzung des Betons gegenüber seiner Bewehrung oder auch festen Punkten der Konstruktion Zugspannungen hervorruft, die zu den übrigen Zugspannungen im Beton hinzutreten und damit die Neigung zur Ribbildung erhöhen.

Trotz der beschriebenen, theoretisch festzustellenden Mängel hat nun aber der Stahlbeton praktisch einen so raschen Aufstieg erfahren wie kaum eine andere Bauweise und sich ein ungeahnt großes Arbeitsgebiet erobert. Das ist im wesentlichen auf zwei Gründe zurückzuführen.

Einmal hat der Beton, wie er praktisch verwendet wird, eine Eigenschaft, die im allgemeinen wenig beachtet, in diesem Zusammenhang doch von größter Wichtigkeit ist: er kann, obwohl an sich durchaus spröde, dennoch verhältnismäßig bedeutende Formänderungen ertragen, wenn er langsam und stetig belastet wird, also in erster Linie

^{1) Travaux, Novemberheft, 101 (1941).}

unter ruhender Last. Das gilt nicht nur für Druckbeanspruchungen, sondern vor allem auch für Zug- und Schubbeanspruchungen, wenn bei diesen nur durch sachgemäß verteilte Bewehrungen dafür georgt wird, daß die Formänderungen sich gleichmäßig, sozusagen geregelt, vollziehen. Es geht in diesen Fällen langsamer stetiger Beanspruchung offenbar eine plastische Formänderung durch gegenseitige Gleitbewegungen kleinster Betonteile vor sich derart, daß im Entstehen begriffene feinste Risse sich sofort wieder schließen, wenn ihnen Zeit dazu gelassen wird und der Beton genügend feucht ist. Es tritt gewissermaßen eine „Selbstheilung“ ähnlich der Vernarbung von Wunden am lebenden Körper ein.

Der Beton verdankt diese Fähigkeit — auf Grund deren letzten Endes der Stahlbeton seine günstige Entwicklung erfahren konnte — seinem eigenartigen Aufbau, der wiederum auf den Vorgang beim Abbinden des Zementes zurückgeht. Zwischen den kleinsten festen Teilchen befinden sich Zwischenräume², die ein Netz feinsten Kapillaren bilden, das zum Teil mit Wasser gefüllt ist. Kalk, Silicium und andere Stoffe, durch deren fortschreitende Ausscheidung das weitere Erhärten des Betons erfolgt, befinden sich in diesem Wasser noch in Lösung und gelangen mit ihm im Gefäßnetz der Kapillaren auch an alle Stellen, wo durch beginnende Ribbildung Gelegenheit zu vermehrter Abscheidung gegeben ist.

Das günstige Verhalten von Baukörpern aus Stahlbeton bei langsame Belastung ist also wesentlich durch ihre siebartige Struktur und die verhältnismäßig geringe Dichtigkeit der im allgemeinen verwendeten Betonarten bestimmt. Die beschriebene Auffassung erklärt weiter aber auch sofort den ungünstigen Einfluß von Wechselbelastungen auf Stahlbeton, bei denen naturgemäß dieser Ablauf des Selbstheilungsprozesses ständig gestört wird. Versuche zeigen, daß Beanspruchungen, die der Beton bei einmaliger oder seltener Belastung ohne Ribbildung aushält, ihn nach einer gewissen Anzahl von Lastwechseln zerstören. Bei sehr häufigen und raschen Lastwechseln kann dies bekanntlich so weit gehen, daß die Ribbildungslast auf weniger als $\frac{1}{4}$ des Wertes, den sie bei einmaliger Belastung hat, absinkt.

Weiterhin hat aber bei der Bewehrung des Stahlbetons trotz seiner theoretischen Mängel der Umstand eine Rolle gespielt, daß man bestimmte Konstruktionsregeln aus der Erfahrung und sachgemäß angestellten Versuchen herleitete, die seinen besonderen Eigenschaften Rechnung trugen und ausreichende Voraussetzungen für die Sicherheit und Dauerhaftigkeit der Konstruktionen schufen. Die große Bedeutung, die das Versuchswesen gerade für die Entwicklung der Stahlbetonbauweise haben mußte, erhellt hieraus ohne weiteres. So ergab sich schließlich das erkämpfte und im Wettbewerb mit anderen Bauweisen behauptete derzeitige Arbeitsgebiet der Stahlbetonbauweise. Nur in den strittigen Bereichen an den Grenzen dieses Gebietes zeigen sich auch dem gewiegten Konstrukteur die bestehenden Schwierigkeiten.

Hier greift nun das neue Verfahren der Spannbetonbauweise ein. Die oben beschriebenen Mängel des Stahlbetons gehen vor allem auf eine gemeinsame Wurzel zurück: die geringe Zugfestigkeit des Betons. Der Grundgedanke des Spannbetons ist, da diese Schwäche sich von der materialtechnischen Seite her zur Zeit nicht beseitigen läßt, sie praktisch dadurch auszuschalten, daß man den Beanspruchungen im Beton künstlich eine Druckvorspannung überlagert, die größer als jede aus der gegebenen äußeren Belastung herrührende Zugbeanspruchung ist. Da sich dann aus der Überlagerung beider Spannungen auf jeden Fall noch eine Druckbeanspruchung ergibt, treten somit wirkliche Zugspannungen im Beton überhaupt nicht mehr auf, und dieser kann sich so verhalten, als wenn er eine Zugfestigkeit besäße, er erhält gewissermaßen eine ideelle Zugfestigkeit.

Die Bewehrungseinlagen dienen dann nur zur Erzeugung dieser Druckvorspannung, nicht dagegen zur unmittelbaren Zugaufnahme im Querschnitt im Sinne der Theorie des Stahlbetons. Im übrigen wird das Biegemoment im Querschnitt durch ein von einem Zug- und Druckspannungskeil im Beton selbst gebildetes Kräftepaar aufgenommen. Die Höhe der Stahlbeanspruchung ist durch das Mittel der Vorspannung unabhängig von der Beanspruchung des umgebenden Betons gemacht. Sie kann daher beliebig gewählt werden und so den Festigkeitseigenschaften des verwendeten Stahles in vollem Umfange Rechnung tragen; auch die höchstwertigen Stähle können voll ausgenutzt werden, ohne daß dadurch eine Ribgefahr für den Beton der „Zugseite“ entsteht. Die Ausnutzung der Stahlfestigkeit kann dabei noch um so höher getrieben werden, als die Spannungsschwankungen in der Bewehrung beim Wechsel zwischen Vollast und Entlastung sehr gering gehalten, ja unter Umständen völlig vermieden werden können.

Die Zugfestigkeit des Betons aber, die im normalen Belastungszustande jetzt gar nicht in Anspruch genommen wird, steht andererseits als zusätzliche Sicherheit zur Verfügung. Sie stellt eine solche Sicherheit hier um so mehr dar, als sie sicher vorhanden ist, weil auch der Beton der „Zugseite“ ständig unter Druck stehend im Gegensatz zur Zugseite eines Stahlbetonträgers niemals durch Zug- oder Schwindrisse beeinträchtigt sein kann.

Dieser Zuschuß an Sicherheit kann gerade bei großen Betonkörpern mit schwacher Bewehrung von Bedeutung sein. Nicht vorgespannte gewöhnliche Bewehrungen von z. B. 0,25% je Wandseite werden im allge-

meinen gar keine wirkliche Erhöhung der Bruchlast ergeben können, weil ihre Streckgrenze schon bei Biegemomenten erreicht wird, die auch der Betonquerschnitt allein vermöge seiner Zugfestigkeit, wenn sie nur 15—20 kg/cm² beträgt, aufnehmen kann. Eine halb so große mit 8000 kg/cm² vorgespannte Bewehrung dagegen nimmt das Biegemoment allein auf und verfügt dann noch als Sicherheit über die volle Betonzugfestigkeit, bietet also im ganzen die doppelte Sicherheit und mehr, da der ständig unter Druck stehende Beton eine größere Zugfestigkeit erreichen wird als im ersten Falle.

Die Druckzone, deren Höhe im üblichen Stahlbetonquerschnitt, wie bereits erwähnt, etwa $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ der Querschnittshöhe beträgt, kann im Spannbetonquerschnitt ohne Schwierigkeit nicht nur auf die halbe, sondern sogar auf die volle Querschnittshöhe ausgedehnt werden. Dementsprechend steigt auch das aufnehmbare Moment auf das Mehrfache des Momentes, das ein Stahlbetonquerschnitt gleicher Höhe bei gleicher Betondruckspannung aufnehmen kann, und es kann umgekehrt bei gleichem Moment die Bauhöhe der Spannbetonkonstruktion beträchtlich gegenüber derjenigen einer Stahlbetonkonstruktion verringert werden.

Die Aufnahme der Schubbeanspruchungen stellt beim Spannbetonträger kaum eine besondere Aufgabe dar, da schon durch die Vorspannung in der Trägerlängsrichtung eine so erhebliche Verkleinerung der Hauptzugspannung eintritt, daß sie meist weit unterhalb der Zugfestigkeit des Betons liegt und ohne weiteres mit hoher Sicherheit aufgenommen werden kann.

Darüber hinaus besteht jedoch die Möglichkeit, überall dort, wo besonders große Schubspannungen aufzunehmen sind, noch eine zweite Vorspannung in senkrechter Richtung vorzusehen, durch die, wie die Betrachtung der Formel für die Hauptspannungen zeigt, in jedem Falle erreicht werden kann, daß beide Hauptspannungen nur Druckspannungen werden. Bei zweckmäßig gewählter Vorspannung kann so die Schubfestigkeit eines Spannbetonbauteiles ebenso groß gemacht werden wie seine Druckfestigkeit, so daß z. B. die Stegstarren von Spannbetonträgern nur Bruchteile derjenigen gleichwertiger Stahlbetonträger zu sein brauchen.

Mit die stärkste Überlegenheit aber zeigt der Spannbeton bei der Aufnahme von Wechselbeanspruchungen. Da seine Betonbeanspruchung stets eine Druckbeanspruchung bleibt und im Grenzfalle nur zwischen 0 und einem Größtwert wechselt, die Stahlbeanspruchung aber von der Laständerung überhaupt nur wenig oder unter Umständen gar nicht beeinflußt wird, entfällt jeder Anlaß zu Ribbildungen, und der Spannbetonkörper widersteht Lastwechseln und Schwingungen vollkommen und unbegrenzt, so lange nur die Druckbeanspruchung des Betons nicht größer wird, als er sie ohne Schädigung seines Gefüges aufnehmen kann, also vielleicht $\frac{1}{3}$ seiner Druckfestigkeit. Versuche mit Spannbetonmasten, die Hunderttausende von vollkommenen Lastwechseln ohne jede Beeinträchtigung aushielten, haben dies in vollem Umfange bestätigt.

Das Schwinden des Betons tritt selbstverständlich auch in Spannbetonbauteilen ein und äußert sich hier in einer Verminderung der Druckvorspannung; neben ihm gewinnt erhöhte Bedeutung das im gleichen Sinne wirkende, unter der vorhandenen Druckvorspannung eintretende Kriechen. Die Abminderung der Betondruckspannung oder der entsprechende Verlust an Zugvorspannung in der Bewehrung kann je nach der Betonqualität verschieden sein. Unter mittleren Verhältnissen wird man bei der für Spannbeton vorauszusetzenden Betongüte und 100 kg/cm² bleibender Druckvorspannung auf der Zugseite vielleicht mit einer Verkürzung von $0,5 \cdot 10^{-3}$ für Kriechen und $0,2 \cdot 10^{-3}$ für Schwinden, d. h. mit rd. 1400 kg/cm² Spannungsabfall im Stahl rechnen können. Diesen Spannungsabfall in der Bewehrung etwa durch Nachspannen nach beendetem Kriechen und Schwinden beseitigen zu wollen, wäre verfehlt. Denn er braucht gar keinen eigentlichen Verlust darzustellen, sondern nur den Spielraum, der notwendigerweise zwischen der Streckgrenze des Stahles und seiner bleibenden Vorspannung liegen muß und ist so gar kein Nachteil, sondern im Gegenteil ein beachtenswerter Vorteil: Denn dank diesem Spannungsabfall ist dann tatsächlich jeder Stab der Bewehrung und der gesamte Beton auf der Zugseite vor der Ingebrauchnahme mit einer Spannung geprüft, die seine spätere Größtbeanspruchung um einen bestimmten Betrag übertrifft, d. h. es wird für jedes Spannbetonbauwerk ohne weiteres durch den Versuch ein Beweis der Materialgüte und der Sicherheit erbracht.

Aus den unterschiedlichen Bedingungen, unter denen der Beton in einer Stahlbeton- und einer Spannbetonkonstruktion zu arbeiten hat, ergibt sich schließlich auch noch eine bemerkenswerte Verschiedenheit in den Anforderungen an die Betongüte. Bei allen Bestrebungen auf dem Gebiete des Stahlbetonbaues, die Betonfestigkeit zu steigern, um auch höhere Beanspruchungen zulassen zu können, muß doch darauf hingewiesen werden, daß eigentliche Höchstfestigkeiten dabei noch nirgends ernstlich in Betracht gezogen worden sind. Während man z. B. im Straßenbau Betonfestigkeiten von 900—1000 kg/cm² ohne Schwierigkeiten erreicht, begnügt man sich im Stahlbetonbau im allgemeinen mit Würfelstärken von 250—300 kg/cm².

Dabei spielen selbstverständlich gewichtige wirtschaftliche und herstellungsbedingte Gründe eine Rolle. Allein es ist interessant festzustellen, daß hier die Praxis etwas bestätigt, was auch aus dem oben Ausgeführten über die plastische Verformung des Betons gefolgert werden kann. Je mehr man die Festigkeit eines Betons steigert, desto mehr muß

² Vgl. hierzu die ausführliche Theorie über den Aufbau des Betons in: E. Freyssinet, „Une révolution dans les techniques du béton“. Paris 1936. Vgl. auch Pucher: Bauing. 17 (1936) S. 427.

man auch seine Dichtigkeit erhöhen, also seine Hohlräume und damit seine Plastizität vermindern. Der Beton wird damit spröder und nähert sich in seinen Eigenschaften denen des als Zuschlagstoff verwendeten Gesteinsmaterials. Der Stahlbetonbau aber bedarf aus den oben dargelegten Gründen des in gewissem Umfange porösen und plastischen Betons und kann daher an einem h ö c h s t festen Beton, dem diese Eigenschaften fehlen müssen, kein ernstliches Interesse haben.

Anders dagegen liegen die Dinge beim Spannbeton. Hier ist eine Zunahme der Sprödigkeit mit wachsender Betonfestigkeit ohne Bedeutung; im Gegenteil bewirkt die geringe plastische Verformbarkeit ein vermindertes Kriechen. Einer Festigkeitssteigerung des Betons sind daher keine anderen Grenzen gesetzt, als sie sich aus den technischen und wirtschaftlichen Möglichkeiten der Herstellung ergeben. Zur Weiterentwicklung der Herstellungsmethoden besteht somit ein wesentlich stärkerer Anreiz als bisher, und es ist anzunehmen, daß die Zukunft auf diesem Gebiete noch beachtenswerte Erfolge bringen wird. Der Spannbeton aber erweist sich nicht nur als das Mittel, beliebig hohe Festigkeiten der Stähle auszunutzen, sondern gleichzeitig auch die Festigkeit und die Beanspruchungen des Betons weit über die bisher gewohnten Grenzen hinaus zu steigern. E h l e r s , Frankfurt/M.

Die Wiederherstellung der Brücke von Pouilly sous Charlieu über die Loire.

Zur Zeit werden in Frankreich verschiedene Brücken wiederhergestellt, die durch Kriegseinwirkungen zerstört wurden. Ein bemerkenswertes Beispiel hierfür bildet die Brücke von Pouilly sous Charlieu. Einerseits erkennt man dabei, welche Wirkungen eine Sprengladung auf eine Brücke ausüben kann und welch ganz unvorhergesehene Kräfte oft eine vollständige Zerstörung der Brücke verhindern. Andererseits sind die Maßnahmen der Beachtung wert, die man zum Wiederaufbau der nur teilweise zerstörten Brücke vorschlägt.



Abb. 1. Blick auf die Brücke von Pouilly sous Charlieu.

Die Stahlbetonbrücke über die Loire liegt im Zuge der großen Verkehrsstraße Nr. 4a und verbindet die beiden Orte Pouilly sous Charlieu und Briennon. Die Brücke war an Stelle einer Hängebrücke von 163 m Länge, die nur eine beschränkte Lastaufnahme zuließ, im Dezember 1937 dem Verkehr übergeben worden. Im Juni 1940 wurde sie bei dem Rückzuge der französischen Armee gesprengt.

Die Gesamtlänge der neuen Brücke, die sich aus 3 Bogen mit aufgeständerter Fahrbahn zusammensetzt, beträgt 182 m (Abb. 1). Die beiden Fußpfeiler, die in einer Entfernung von 63,10 m von den Wider-

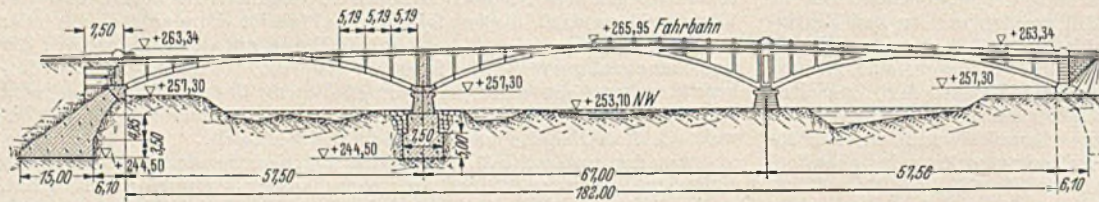


Abb. 2. Längsschnitt und Ansicht der Brücke von Pouilly sous Charlieu über die Loire.

lagern stehen, haben einen Achsabstand von 67 m. In der Gesamtbreite mißt die Brücke 8 m, von denen 6 m für die Fahrbahn und 1 m für jeden der beiden Bürgersteige vorgesehen sind. Der Mittelbogen hat ein Pfeilverhältnis von 1 : 8,8 und die beiden Seitenbogen ein solches von 1 : 10. Der Bogen besitzt eine gleichmäßige Breite von 6,40 m. Seine Stärke schwankt zwischen 1 m im Scheitel und 1,40 m an den Kämpfern. Die Stützweite des Mittelbogens beträgt 63,85 m und die der beiden Seitenbogen je 56,10 m (Abb. 2).

Die Bogen sind in Kastenform ausgebildet worden. Die Abmessungen betragen 16—20 cm für die obere und untere Leibung, 24 cm für die Seitenwände und 32 cm für die Mittelrippe. Mannlöcher in den Quer-

versteifungen gestatten eine Besichtigung des Bogeninneren, und eingebaute Löcher in der oberen Gurtung sorgen für eine Belüftung. Abb. 3 zeigt in einem Querschnitt der Brücke nähere Einzelheiten.

Um den Einfluß des Schwindens des Betons, der Durchbiegung und der Pfeilersetzungen weitgehend auszuschalten, hatte man zuerst die Bogen mit drei Gelenken ausgestattet und später die Gelenke nach der Ausrüstung geschlossen. Die Widerlager wie die Pfeiler waren aus massivem Beton hergestellt worden (Abb. 4 u. 5).

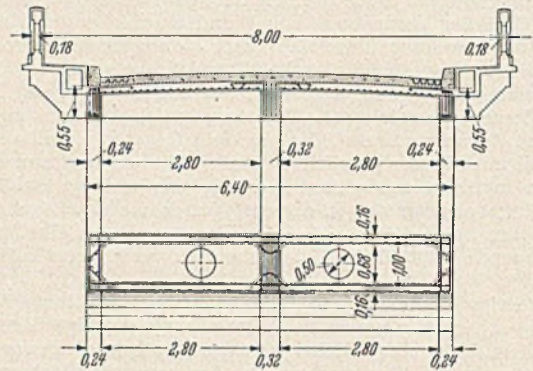


Abb. 3. Querschnitt der Brücke.

Die Fahrbahn besteht aus einer Haurddecke von 15 cm Stärke, die ihre Lasten auf Querträger von 55—65 cm Höhe und auf zwei außen und einen innen liegenden Längsträger abgibt. Drei Reihen von Pfeilern, die unter den Kreuzungspunkten der Längs- und Querträger angebracht sind, übertragen die Last auf den Bogen.

Das Längsprofil der Brücke und der Dämme hat nach beiden Seiten

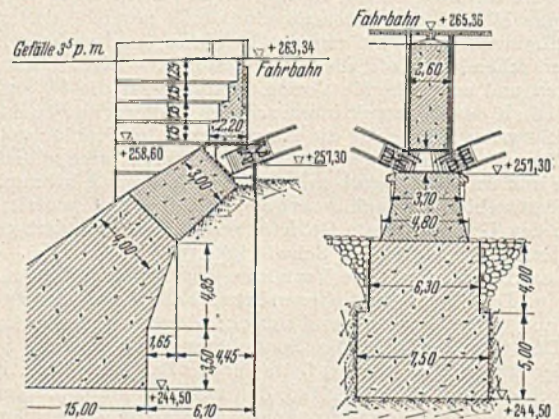


Abb. 4 u. 5. Einzelheiten der Gelenkausbildung.

gleiche Neigung von 3%, deren Übergang in der Brückenmitte ein Pabelbogen bildet.

Man hatte die Sprengladung zur Zerstörung des Bauwerkes im linken Seitenbogen angebracht und dann wohl angenommen, daß mit der Zerstörung dieses Bogens der linke Flußpfeiler unter der ungleichmäßigen Belastung durch den Horizontalschub des Mittelbogens umkippen würde und damit sowohl diesen als auch den rechten Seitenbogen zum Einstürzen bringen könne. Diese Annahme wurde nicht verwirklicht. Der linke Flußpfeiler hatte sich nicht verschoben, sondern nur eine schwache

Seitwärtskipfung erfahren. Dieser unvorhergesehene Widerstand des Pfeilers scheint durch zwei Ursachen entstanden zu sein. Einerseits hatte man bei den Pfeilergründungen infolge örtlicher Schwierigkeiten die stählernen Spundwände an Ort und Stelle belassen, so daß ein beträchtlicher Widerstand des Pfeilers gegen Verschiebung und Umkippen bestand. Andererseits bewirkten die Trümmer des gesprengten Bogens

mit seinen Auflasten, die in den Fluß zusammengestürzt waren, eine gewisse Abstützung des Pfeilers.

Der Mittelbogen hatte unter dem Einfluß der geringen Nachgiebigkeit des linken Flußpfeilers empfindlich in der Nähe des Scheitels gelitten. Der Bogen zeigte dort Risse und hatte sich um etwa 10 cm gesenkt, außerdem hatte er eine leichte Verdrehung erfahren. Der rechte Bogen und der rechte Flußpfeiler wiesen keine Spuren von sichtbarer Beschädigung auf. Eine Skizze der Brücke nach der Zerstörung zeigt Abb. 6.

Nach einer genauen Prüfung aller zugänglichen Teile und einem eingehenden Studium der verschiedensten Lösungen entschloß man sich zur Wiederherstellung der Brücke zu folgenden Maßnahmen:

2. auch verändert

An erster Stelle war von Wichtigkeit, der gefährlichen Lage des linken Pfeilers, der ohne Gegenkraft den Schub des Zentralbogens aufzunehmen hatte, ein Ende zu setzen. Deswegen mußten der Mittelbogen und der rechte Bogen durch ein Gerüst unterstützt werden, um ihren Schub auf die Pfeiler aufzuheben. Hierauf sollte in der linken Öffnung unter größter Vorsicht ein Lehrgerüst errichtet werden, um nach Möglichkeit die eingestürzten Trümmer des Bogens unberührt zu lassen. Alsdann war wie ursprünglich der Bogen unter Verwendung von drei provisorischen Gelenken zu betonieren.

Wichtig war es weiter, die Wiederinstandsetzung der Mittelbrücke zu klären. Die einfachste Lösung hätte darin bestanden, diesen Teil der

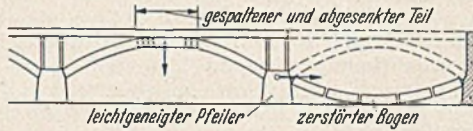


Abb. 6. Skizze der Brücke nach der Sprengung.

Brücke vollständig zu zerstören, um sie von neuem wieder aufzubauen. Aber die Schwierigkeiten der Materialbeschaffung und der Gedanke an eine möglichst große Wirtschaftlichkeit der Wiederherstellung der Gesamtbrücke widersetzten sich dieser radikalen Lösung, es sei denn, daß sie technisch unumgänglich notwendig erschien. Da allein der Mittelbogen in der Nähe des Scheitels gelitten hatte, so wurde beschlossen, die übrigen Teile an der Übermauerung und an den Kämpfern, die keine Zerstörung erfahren hatten, zu erhalten, indem man folgendermaßen zu Werke ging:

- Der Bogen sollte gut auf das Gerüst aufgekeilt, die beschädigten Teile beseitigt und die Verkeilung der Kämpfergelenke entfernt werden, um sie wieder beweglich zu machen.
- Die zwei getrennten Bogenstücke sollten mit hydraulischen Pressen in ihre ursprüngliche Lage gedreht werden. Dieser ganze Vorgang war mit Hilfe von Meßgeräten zu überwachen, um den Einsatz der Pressen, der im starken Maße von der leichten Beweglichkeit der Kämpfergelenke abhängig ist, zu regulieren.

c) Nach sorgfältiger Prüfung der wiederaufgerichteten Brückenteile wird, wenn keine größere Beschädigung entstanden ist, der Mittelteil neu hergestellt werden. Sollten diese Maßnahmen nicht zum Ziele führen, dann war immer noch die vollständige Erneuerung des gesamten Mittelbogens ins Auge zu fassen.

d) Nach der Wiederherstellung des Mittelbogens und der Betonierung des linken Bogens sollte die gleichzeitige Ausrüstung der drei Bögen und daran anschließend die Schließung der provisorischen Gelenke vorgenommen werden.

Bei der teilweisen Erneuerung von Betonbauwerken entstehen eine Reihe von schwierigen Fragen. Die älteren Teile eines Bauwerkes sind nicht dem Einfluß des Schwindens ausgesetzt, ebenso kann das Kriechen abgeschlossen sein. Bei diesen Teilen ist dann die plastische Verformung des Betons beendet. Belastungen rufen nur noch elastische Formänderungen hervor. Der ehemalige Teil kann also beträchtlich größere Spannungen aufnehmen als der neu zu betonierende Teil, der noch in starkem Maße dem Einfluß der beiden obengenannten Faktoren ausgesetzt ist. Es wird notwendig sein, diese beiden Faktoren weitgehend auszuschalten, wie es z. B. von D i s c h i n g e r im Bauingenieur 20 (1939) S. 434 vorgeschlagen wird.

Für die Erneuerung des Mittelbogens beabsichtigt man Einschnitte, die senkrecht zur Achse stehen, derart vorzunehmen, daß nach der Zusammensetzung keine Längzugkräfte entstehen. Es ist dann nicht zu befürchten, daß an den Nahtstellen der Wiedervereinigung des ehemaligen mit dem neuen Beton Risse entstehen.

Die Längseisen, die nur als Verbindung der einzelnen Elemente zu betrachten sind und deshalb einen geringen Bewehrungsprozentsatz erhalten haben, werden durch einfache Überdeckung wirksam gemacht.

Die neuen Gerüste sind nach den gleichen Überlegungen aufzustellen wie vorher. Um das Flußbett so wenig wie möglich zu versperren, werden sie auf besondere Pfahljoche abgestützt.

Die Arbeiten sind gegenwärtig in der Ausführung. Die Gerüste der drei Bögen sind errichtet, der rechte und der Mittelbogen sind bereits unterteilt und die vollständige Erneuerung des linken Bogens ist im Gange.

(Nach H. L o s s i e r in Le Génie Civil 118 (1941), S. 77.)
Dipl.-Ing. H. F ü r s t, Darmstadt.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Normblattentwurf für Holzspanplatten.

Um bei den im Aufbau begriffenen Werken für die Erzeugung von Holzspanplatten eine gewisse Einheitlichkeit in der Plattengröße zu erzielen, ist es zweckmäßig, schon jetzt allgemein gültige Normen aufzustellen. In den Besprechungen, die auf Einladung des Reichsforstmeisters zwischen Vertretern der Behörden, der herstellenden Industrie und den Verbrauchern stattfanden, kam man überein, vorläufig nur Maße für Bauplatten und Fußbodenplatten festzulegen. Für Tischlerplatten können noch keine Maße genannt werden, da hier die zur Zeit üblichen Abmessungen zu stark von den Kriegserfordernissen beeinflußt sind und bei dem Übergang zur Friedenswirtschaft Änderungen eintreten können.

Der Normblattentwurf DIN 1103 kann vom Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, bezogen werden. Stellungnahmen in doppelter Ausfertigung bis zum 15. Oktober 1942 erbeten.

Berichtigung

zu dem Aufsatz von H a l l e r - K r a n l „Vereinfachte Berechnung der Rahmenstütze“, Bauingenieur 23 (1942) S. 65.

Wie Herr Zivilingenieur A. C r o n h o l m, Stockholm, dankenswerterweise aufmerksam macht, ist Gleichung (3) irrtümlich wiedergegeben.

$$\text{Es muß anstatt } M_{Sr} = S \cdot h \frac{K_r}{h_r} \sum_1^n \frac{K_i}{h_i}$$

$$\text{richtig heißen } M_{Sr} = S \cdot h_r \frac{K_r}{h_r^2} \sum_1^n \frac{K_i}{h_i^2}$$

und entsprechend Gleichung (4)

$$M'_{Sr} = A S \cdot h_r \frac{K_r}{h_r^2} = - \sum_1^n \frac{(M_a + M_b)_i}{h_i} \cdot \frac{K_r}{h_r^2} \sum_1^n \frac{K_i}{h_i^2}$$

Ferner sei auf einige Druckfehler hingewiesen, und zwar Seite 71 in Zahlentafel 4 heißt es $w = 4 \text{ t/m}$ statt $w = 4 \text{ tm}$ und beim 2. Beispiel im Text $S_{ed} = 19,79 \text{ t}$ anstatt $S_{eP} = 19,79 \text{ t}$. Vor Gl. (14) S. 73 „... damit wird Gl. (3a) zu ...“ statt Gl. (3). v. H a l l e r - K r a n l.

BUCHBESPRECHUNGEN.

L u e t k e n s, O.: Die Bergschädensicherung. Mit 93 Abb. Berlin: Springer-Verlag 1941. VI, 136 S. Gr. 8°. Preis br. RM 16,80.

Das Gebiet der Bergschädensicherung wird von den meisten Baufachleuten noch zu sehr gemieden; man drückt sich nach Möglichkeit an klaren Lösungen vorbei oder klebt noch an alten, falschen Vorstellungen. Es gibt heute noch Bauschaffende, die glauben, Bergschäden genügend vorzubeugen, wenn sie die zulässige Bodenpressung gering annehmen oder in Einzelfundamente von gedrungener Form noch Eisen hineinstecken. Es ist das Verdienst von L u e t k e n s, als erster eine erschöpfende Darstellung des Themas und praktische Vorschläge für Sicherungsmaßnahmen gegen Bergschäden gebracht zu haben, so daß man heute nicht mehr die weit verstreute Einzelliteratur zu durchforschen braucht, wenn man als Sachbearbeiter gelegentlich auch über Bergschädenfragen zu entscheiden hat.

Im wahrsten Sinne des Wortes in der Tiefe schürfend geht L. in seinem Buch aus von den Vorgängen bei der Verformung des Erdbodens infolge des unterirdischen Abbaues, um dann die Ursachen der Schäden an Bauwerken zurückzuführen auf „Muldenbildung“, „Sattelbildung“, „Pressung“ oder „Zerrung“. Es folgt dann die Entwicklung der Grundsätze für die Entwurfsbearbeitung. 15 Thesen werden aufgestellt und eingehend begründet, von denen die ersten drei schon von M a u t n e r 1920 entwickelt wurden:

1. Die mögliche Freilage über einer Senkungsmulde oder an ihrem Rande ist um so größer, je niedriger die Bodenpressung in ungestörtem Zustand angesetzt wird.

2. Die Schadensgefahr wächst mit der Festigkeit des Baugrundes.

3. Es ist vorteilhaft, sowohl die Ausmaße der auflagernden Fundamentflächen als auch deren Flächeninhalt klein zu halten.

Die Nutzenwendungen hieraus führen bekanntlich zur Wahl einer

möglichst hohen Bodenbeanspruchung für den Ruhezustand, damit die mögliche Freilage auf ein geringes Maß beschränkt bleibt.

Je nach Art und Bedeutung des Bauwerks kommen in Betracht: V o l l s i c h e r u n g durch Einflächenlagerung, Zweiflächenlagerung, Dreipunkt Lagerung oder durch Zerlegung des Bauwerks in einzelne in sich bergschädensichere Abschnitte durch Anordnung von Fugen oder Gelenken. Wie aus den angeführten Beispielen ersichtlich ist, erstreckt sich die Anwendung der Vollsicherung schon wegen der im allgemeinen hohen Kosten auf eine ganz bestimmte Gruppe von wertvollen und wichtigen Bauten. Meistens sind jedoch die Kosten für die spätere Wiederherstellung der eigentlichen Bauten geringer als diejenigen, welche durch eine vorsorgliche Vollsicherung einschließlich der Verzinsung der aufgewendeten Mehrkosten verursacht werden. Bei dieser überwiegenden Anzahl der Fälle wird man sich daher aus Wirtschaftlichkeitsgründen mit einer T e i l s i c h e r u n g begnügen, die darauf abzielt, die Schäden möglichst gering zu halten. Die Teilsicherung hat sich zu erstrecken auf Vorkehrungen gegen horizontale und gegen vertikale Verformungen des Baugrundes. Die meisten Bauwerke sind empfindlicher gegen die horizontalen Zerrungen und Stauchungen als gegen die vertikalen Setzungsdifferenzen des Baugrundes. Demgemäß sind auch bei der Teilsicherung zunächst Maßnahmen für die Aufnahme der horizontalen Bodenverformung zu treffen. Wichtig ist hierbei die These (10): „Es ist meistens wirtschaftlicher, die Konstruktion eines Bauwerkes unempfindlich gegen eine Abstandsänderung der Fundamente zu machen, als die aus Zerrungen oder Pressungen in das Bauwerk übertragenen Horizontalkräfte aufzunehmen.“

Auf dem weiten Gebiet des Hallenbaues werden hiernach Grundsätze an Hand von Beispielen aufgestellt. Luettkens ist Gegner von Hallen mit eingespannten Stützen im Bergbaugbiet und bevorzugt den Dreigelenkrahn mit zwei Fußgelenken und einem dritten Gelenk, welches in einer Ecke zwischen Stiel und Riegel angeordnet ist. Bei mehrschiffigen Hallen soll das ganze statische System in der Binder Ebene äußerlich statisch bestimmt sein, was eine entsprechende Anzahl von Gelenken bedingt. Bei Stahlbauten mit schweren Kranbelastungen, insbesondere Hüttenwerken, wird man allerdings die von L. empfohlene Bauweise nicht immer durchsetzen können, vielmehr dem Bergbaureisenden, der die Mehrkosten übernehmen soll, von vorn herein empfehlen, das betreffende Gelände durch Stehenlassen eines Sicherheitspfeilers unter Tage vor Bergschäden zu bewahren. Die altbewährte Bauweise mit unten eingespannten Stützen bietet dafür zu große wirtschaftliche Vorteile, abgesehen davon, daß in einer möglichst hohen statischen Unbestimmtheit wertvolle Reserven liegen, die der Standsicherheit und der Lebensdauer des ganzen Bauwerks zugute kommen.

Im Abschnitte „Teilsicherung“ sind eingehende Vorschläge an Hand von Beispielen entwickelt, und zwar zunächst als Sicherung gegen horizontale Verformung des Baugrundes, wobei man es in zahlreichen Fällen bewenden lassen kann, und dann Maßnahmen gegen die vertikale Verformung. Es folgen Vorschläge für Einzelteile, wie Fugen, Bauteile im Grundwasser, Rohrleitungen, Aufzüge, Maschinen- und Ofenfundamente usw.

Der vierte Abschnitt befaßt sich mit dem Ausrichten von Bauwerken und geht damit über zu dem von Luettkens selbst entwickelten Verfahren, um Bauwerke mit durchgehender Fundamentplatte durch Wasserdruck zu heben, auszurichten und durch Sandeinspülung in der gewünschten Lage zu halten. Eine ausführliche Schilderung dieses Verfahrens ist von L o o s und B e r n a t z i k im „Bauingenieur“ 21 (1940) S. 163 gebracht worden.

Alles in allem verdient das Buch höchste Beachtung; es umfaßt das gesamte Gebiet der Bergschädensicherung und bringt zahlreiche ausgereifte Vorschläge für konstruktive Maßnahmen. Naturgemäß bleiben bei dieser jungen Wissenschaft noch manche Fragen unstritten und müssen erst durch die Erfahrung geklärt werden, so z. B. die Frage der Verminderung des Gleitwiderstandes durch zweckentsprechende Ausbildung von Gleitfugen. L. ist der Auffassung, daß sich ein geeignetes Schmiermittel zwischen zwei Papplagen in der Bodenfuge finden lassen müsse, durch welches der normale Reibungswert zwischen Beton und Erdreich, der bei Zerrungen oder Stauchungen in Funktion tritt, von etwa 0,7 auf 0,1 bis 0,2 heruntergedrückt werden könnte. Das würde eine Soprozentige Verminderung der Zerrungsbewehrung zur Folge haben.
E. A c k e r m a n n, Bochum.

Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, Heft 4:

M e t t l e r, E.: Biegeschwingungen eines Stabes mit kleiner Vorkrümmung, exzentrisch angreifender pulsierender Axiallast und statischer Querbelastrung. T h o m s, A.: Der n-stielige Stockwerksrahmen ist n-fach unbestimmt. Mit 38 Abb. Berlin: Springer-Verlag 1941. IV, 61 S. Gr. 4°. Preis br. RM 4,80.

I. In einer früheren Arbeit hat M e t t l e r die Biegeschwingungen eines geraden Stabes untersucht, der durch eine zentrisch angreifende schwingende Längskraft belastet ist. Es hatte sich ergeben, daß die Gefahr der Aufschaukelung der Stabschwingungen in erster Linie dann besteht, wenn der Stab mit seiner Eigenfrequenz schwingt, die Längskraft aber doppelt so rasch, anders als bei den bekannten Fällen mit schwingender Querbelastrung, wobei die Gleichheit von Systemfrequenz und Erregerfrequenz zur Resonanz führt.

In der vorliegenden Arbeit erweitert der Verfasser seine Untersuchungen dahin, daß eine vorhandene Stabkrümmung und eine gleichförmig verteilte statische Querbelastrung angenommen wird, während die pulsierende Längskraft $P = P_0 + P_1 \cos \omega t$ exzentrisch angreift. Hierbei muß P_1 klein bleiben gegen $P_0 - P_0$. Außerdem berücksichtigt er eine Dämpfung $= -\zeta \partial y : \partial t$ je Längeneinheit des Stabes, weil bei schwingender Längskraft dieser Einfluß nicht mehr vernachlässigt werden darf. Das Ergebnis der Untersuchung ist, daß drei Fälle für Resonanzschwingungen in Betracht kommen: Erregerfrequenz = doppelter, einfacher und halber Eigenfrequenz. Mehrere Zahlenbeispiele erläutern diese bemerkenswerten Ergebnisse bis zur Berechnung der Spannungen des Stabes.

II. Zum Aufsatz von T h o m s: Die Elastizitätsgleichungen eines z-fach statisch unbestimmten Systems

(1) $X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \dots + X_n \delta_{1n} + \dots + X_z \delta_{1z} = \delta_{10}$ usw. ergeben die Lösungen

$$(2) \quad X_n = \beta_{n1} \delta_{10} + \beta_{n2} \delta_{20} + \dots + \beta_{nn} \delta_{n0} + \dots + \beta_{nz} \delta_{z0}$$

oder
$$X_n = \sum \beta_{ni} \delta_{i0}, \quad i = 1 \text{ bis } z.$$

Die Zusammenstellung der z-z β -Werte stellt die „ β -Tafel“ dar, in Gegenüberstellung zur „ δ -Tafel“, der Matrix des Gleichungssystems.

Setzt man auf der rechten Seite des Gleichungssystems $\delta_{n0} = 1$, alle anderen = 0, so wird

$$(3) \quad X_1 = \beta_{1n}, \quad X_2 = \beta_{2n}, \quad \dots \quad X_n = \beta_{nn}, \quad \dots \quad X_z = \beta_{zn}.$$

Diese Werte entsprechen der n-ten Spalte der β -Tafel. Durch das Einsetzen dieser X-Gruppe in die Elastizitätsgleichungen ergeben sich die Rechenproben für die β -Zahlen: die n-te Spalte der β -Tafel mal der n-ten Zeile der δ -Tafel muß 1, die Multiplikation mit allen anderen Zeilen 0 ergeben.

Ersetzt man mit Hilfe des Satzes von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen die Belastungsglieder $\delta_{10}, \delta_{20} \dots$ durch die Ordinaten $\delta_{m1}, \delta_{m2} \dots$ der Biegelinien für die Zustände $X_1 = -1, X_2 = -1 \dots$ so wird aus (2)

$$(4) \quad X_n = \beta_{n1} \delta_{m1} + \beta_{n2} \delta_{m2} + \dots + \beta_{nn} \delta_{mn} + \dots + \beta_{nz} \delta_{mz},$$

d. h.: man erhält die Einflußlinie für X_n , wenn man das System gleichzeitig mit $X_1 = -\beta_{n1}, X_2 = -\beta_{n2} \dots$ belastet und für diese Gesamtbelastung eine neue Biegelinie bestimmt. Da es für X_n nur eine richtige Einflußlinie geben kann, so muß der Spannungszustand dieser Gesamtbelastung dem entsprechen, den man erhält, wenn man ein (z-1)-fach statisch unbestimmtes Hauptsystem bildet, indem man nur $X_n = 0$ setzt und dies mit $-1 : \delta_{nn}^{(z-1)}$ belastet, dann wird

$$X_n = \delta_{mn}^{(z-1)} : \delta_{nn}^{(z-1)},$$

die oberen Zeiger weisen auf das System hin.

Im Punkte n entsteht die Verschiebung 1, an den anderen Punkten von 1 bis z außer n ergeben sich die Verschiebungen 0. In der Anwendung auf biegezugfeste Systeme läuft das „Verfahren der β -Belastungen“ darauf hinaus, daß eine Gesamtmomentenfläche $\sum \beta_{ni} M_i$ gebildet wird, die „resultierende Lastfläche“, deren Biegelinie die Einflußlinie für X_n ist. Die β -Zahlen lassen sich auch, ohne auf die Gl. (1) zurückzugreifen, aus der einen Unstetigkeitsbedingung $\delta = 1$ und den z-1 Stetigkeitsbedingungen $\delta = 0$ unmittelbar anschreiben.

Dieses von M ü l l e r - B r e s l a u angegebene Verfahren liegt der Arbeit von T h o m s zugrunde. Er bezeichnet die „resultierende Lastfläche“ als die $M_{\beta n}$ -Linie, deren Knotenpunktordinaten η , wie vorher angedeutet, aus der Unstetigkeit- und den Stetigkeitsbedingungen berechnet werden, die er als die „Verträglichkeitsbedingungen“ bezeichnet. Hierbei benutzt er praktische, aus Arbeitsgleichungen am Winkelrahmen und anderen einfachen Gebilden abgeleitete Formeln, die das Anschreiben der Gleichungen für die η -Werte unmittelbar erlauben. Es kommt ihm dabei hauptsächlich darauf an, zu zeigen, daß man die Entstehung und Auflösung eines vollständigen Gleichungssystems für die η -Werte dadurch vermeiden kann, daß man fortschreitend alle neu hinzutretenden η durch möglichst wenig Anfangswerte ausdrückt, die als die „frei wählbaren“ Unbekannten bezeichnet werden, von denen alle anderen abhängig sind. Für den mehrstieligen Rahmen mit Fußgelenken kommt man mit zwei η -Werten aus, für den n-stieligen Stockwerksrahmen mit n Werten. In diesem Sinne ist der etwas verblüffende Titel der Abhandlung zu verstehen. Die Zahl der „frei wählbaren“ Unbekannten hängt natürlich mit der Zahl der Nullglieder im System (1) zusammen; da beim durchlaufenden Balken auf starren Stützen in der ersten Gleichung nur zwei Unbekannte vorkommen, so daß man sämtliche folgenden η durch η_1 ausdrücken kann, ist dieses System im Sinne der Arbeit nur „einfach unbestimmt“. Der Verfasser zeigt weiter die Anwendung seines Verfahrens zur Bestimmung der $M_{\beta n}$ -Linien oder der „resultierenden Lastflächen“ auf den besonderen Fall der „harmonischen Stockwerksrahmen“ ($I_r : J_r$ in jedem Stockwerk konstant, das J der Außenstützen halb so groß wie das J der Innenstützen), Rahmen-träger (Vierendeelträger) und Trägerroste. Für die wichtigsten Be-

lastungsfälle der Riegel und Stützen werden Formeln der Belastungsglieder angegeben. Die sehr konsequent durchgeführte Arbeit zeigt interessante Zusammenhänge; manche Andeutungen, insbesondere die Gegenüberstellung des K G- und des F Ä G-Verfahrens bei der Berechnung einer $\bar{M}_{\beta n}$ -linie, der Nachweis, daß man beim Balken auf elastischen Stützen mit einer frei wählbaren Unbekannten auskommt und anderes mehr hätten ausführlicher behandelt werden können.

Pohl, Berlin.

Wagner, H.: Taschenbuch des chemischen Bautenschutzes. Mit 44 Abb. Stuttgart: Wissenschaftliche Verlagsgesellschaft m. b. H. 1941. 322 S. Gr. 10,5 x 16 cm. Preis geb. RM 6,—.

Der Verfasser befaßt sich in dem ersten Teil seines Taschenbuches ausführlich mit den Bautenschutzmitteln. Er beschreibt ihren chemischen Aufbau und ihre Einwirkung auf die einzelnen Baustoffe, so daß vor allem dem Fachmann sehr gute Hinweise gegeben werden, wann er die verschiedenen Schutzmittel anwenden darf und wann nicht. Jedoch auch für den Nichtfachmann dürfte dieser erste Teil des Taschenbuches von großem Interesse sein.

In dem zweiten Teil geht der Verfasser auf den Bautenschutz selbst ein. Er behandelt hierin in Untergruppen den Schutz der mineralischen und organischen Baustoffe, den Rostschutz und die Anstrichverfahren. Er geht hierbei zuerst auf die Zerstörung der einzelnen Baustoffe und ihre Ursachen ein, um daran anschließend die verschiedenen Schutzverfahren in sehr eingehender Art zu beschreiben.

Der Anhang bringt behördliche Merkblätter und Verordnungen sowie eine Liste der einzelnen Bautenschutzmittel und ihre Anwendung in der Praxis. Den Schluß des Taschenbuches bilden eine Patentliste, Sach- und Namenverzeichnis.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß gerade in der heutigen

Zeit, in der der Bautenschutz mit zu den wichtigsten Aufgaben der Erhaltung der Baustoffe gehört, die Herausgabe des „Taschenbuch des chemischen Bautenschutzes“ von allergrößtem Wert für die Praxis ist. Es gibt wohl eine umfangreiche Einzelliteratur über die verschiedenen Bautenschutzmittel; was aber immer fehlte, war ein zusammenfassendes Werk hierüber. Diese Lücke ist durch das Taschenbuch des chemischen Bautenschutzes geschlossen worden. In kurzer, aber doch erschöpfender Weise bringt der Verfasser alles, was der Fachmann und der Nichtfachmann vom Bautenschutz wissen muß, so daß es wünschenswert wäre, daß dieses Taschenbuch eine möglichst große Verbreitung fände.

Dr.-Ing. K. Alberti, Braunschweig.

Neuerscheinungen.

Aus der Praxis der Autogentechnik. Heft 2: Goos, G.: Gasschmelzschweißung im Rohrleitungsbau. Heft 4: Zorn, E.: Die Behandlung des autogenen Schweiß- und Schneidbrenners. Halle a. S.: Carl Marhold Verlagsbuchhandlung 1942. Je 24 S. Gr. DIN A 5. Preis kart. je RM 0,75.

Schnadt, H.-M.: Abaques et Tableaux pour le calcul rapide des constructions métalliques. Brüssel: Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier 1941. 35 S. Gr. 21/33 cm.

Sonderschriften der Deutschen Maltechnischen Vereinigung. Nr. 77—82. Würth, K.: Der Kalk als Werkstoff des Malers. — Weißer Portland-Zement als Anstrichstoff. — Werkblatt Nr. 6 für Anstriche im Luftschutzbau. — Die grünen Brücken in Köln. — Anstrich-Fragen und Anstrich-Fehler. — Anstrichschäden und ihre Ursachen. — Leverkusen-Schlebusch: Verlag Deutsche Maltechnische Vereinigung 1942. Gr. DIN A 5. Preis Nr. 77 bis 80 je RM —,25, Nr. 81 RM —,50, Nr. 82 RM 1,—.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 32 vom 6. August 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 d, Gr. 1/03. F 80 879. Dr. Ulrich Finsterwalder, Berlin. Verfahren zum Herstellen von aus Zug- und Druckstäben bestehenden Stahlbetonfachwerkträgern mit schlaffer Bewehrung. 13. III. 36.
- Kl. 19 d, Gr. 4/01. L 101 551. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, München. Hängebrücke mit durchlaufenden Versteifungsträgern. 25. IV. 40.
- Kl. 37 a, Gr. 2. F 80 899. Dr.-Ing. Ulrich Finsterwalder, Berlin-Dahlem. Gegen Beschuß schützender, insbesondere plattenförmiger Stahlbetonkörper. 17. III. 36.
- Kl. 37 a, Gr. 5. R 105 883. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Hans Raether u. Karl Fabritz, Königsberg i. Pr. Verfahren zur Herstellung einer Stahlbetonwand mit bleibender Schalung und innerem Stahlbetonskelett. 18. VIII. 39.
- Kl. 37 d, Gr. 1. P 77 287. Erfinder: Hermann Pfeifer, Leipzig. Anmelder: Olga Marie Pfeifer, geb. Krasselt, Werner Pfeifer und Joachim Pfeifer, Leipzig. Treppenlauf aus Kunststeinstufen. 16. V. 38.
- Kl. 37 e, Gr. 9/04. D 79 817. Dyckerhoff & Widmann Komm.-Ges., Berlin-Wilmersdorf. Vorrichtung zum Hochziehen von Gleitschalungen. 3. II. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 75 b, Gr. 4. S 139 947. Erfinder: Dipl.-Ing. Wilhelm Feldmann, Berlin-Staaken. Verfahren zur Herstellung von wärme- und geräuschkämpfenden Bauplatten. 24. I. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 80 b, Gr. 1/08. B 189 932. Erfinder, zugleich Anmelder: Erik Christian Bayer, Kopenhagen; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. phil. Dr. techn. J. Reitstötter, Pat.-Anw., Berlin W 62. Verfahren zur Herstellung poröser Füllstoffe für Baumaterialien. 22. II. 40. Dänemark 1. III. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 80 b, Gr. 4/06. H. 158 159. Erfinder: Walter Balschikat, Berlin. Anmelder: Erich Schmidt u. Alfred Münzenberg, Berlin. Verfahren zur Herstellung eines Baustoffes. 30. XII. 38.
- Kl. 84 c, Gr. 2. H 163 051. Erfinder: Johannes de Wit, Rotterdam, Holland. Anmelder: Handelsmaatschappij J. d. Wit & Zonen N. V., Rotterdam, Holland; Vertr.: Dr. G. Weissenberger, Pat.-Anw., Berlin W 62. Vorrichtung zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton mit verdicktem Fuß. 28. VIII. 40. Niederlande 12. VII. 40.
- Kl. 85 e, Gr. 18. S 135 535. Erfinder, zugleich Anmelder: Per Nilsson Sandin, Angelholm, Schweden; Vertr.: J. Koch, Pat.-Anw., Berlin C 2. Rohrreinigungsggerät. 23. I. 39. Schweden 24. I. 38.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 33 vom 13. August 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 21 h, Gr. 29/12. A 81604. Erfinder: John Donkin, Bilton Rise, Rugby, England. Anmelder: Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Elektrische Widerstands-Nahtschweißmaschine mit auf den zu verschweißenden Werkstücken nicht gleichförmig fortbewegten Rollenelektroden. 7. I. 1937. Großbritannien 7. I. 1936.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. B 188839. Erfinder, zugleich Anmelder: Paul Bertoli, Düsseldorf. Fahnenmasthalter. 14. X. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 37 d, Gr. 7/01. F 81 631. Ernst Finzel, Köln-Braunsfeld. Estrich für Fußböden. 17. VIII. 36.
- Kl. 37 f, Gr. 5. L 101 663. Joseph Lang, Berlin-Wilmersdorf. Mehrfachkamin für Kesselfeuerungen u. dgl. 23. VIII. 40.
- Kl. 37 f, Gr. 7/15. D 79364. Erfinder, zugleich Anmelder: Georges Armand Dupont, Rotterdam, Niederlande; Vertr.: Dr.-Ing. A. Mayer, Pat.-Anw., Berlin W 8. Warenhaus. 30. XI. 38. Niederlande 19. III. 38.
- Kl. 80 b, Gr. 1/02. K 150 853. Erfinder: Alexander Staeger, Hamburg. Anmelder: Fa. Johannes Kruse, Hamburg-Lokstedt. Verfahren zur Bereitung von Mörtelfüllmassen. 1. VI. 38.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 34 vom 20. August 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. P 77 972. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Johannes Petermann, Berlin-Steglitz. Stützgerüst für Kugelbehälter zum Speichern von Gasen oder Flüssigkeiten. 29. IX. 38.
- Kl. 19 c, Gr. 6/30. A 91 147. Albert-Emulsionswerk G. m. b. H., Wiesbaden-Biebrich. Verfahren zur Herstellung reibfester Markierungen. 30. III. 40.
- Kl. 21 h, Gr. 29/13. S 141 562. Erfinder: Gottfried Baumgartner, Nürnberg. Anmelder: Siemens-Schuckertwerke A.-G., Berlin-Siemensstadt. Elektrische Abrennstumpfschweißmaschine, insbesondere für hohe Stauchdrücke. 5. VII. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 37 b, Gr. 5/03. R 110 949. Erfinder, zugleich Anmelder: Carl Reck, Hamburg. Erdanker. 3. IX. 41.
- Kl. 80 b, Gr. 1/13. B 196 355. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr. phil. Karl Brandt, Berlin-Wilmersdorf. Betonentschalungsmittel. 5. XII. 41.
- Kl. 80 b, Gr. 25/10. G 94 969. Erfinder: Dipl.-Ing. Theodor Heydecke,

Duisburg-Meiderich. Anmelder: Gesellschaft für Teerverwertung m. b. H., Duisburg-Meiderich. Verfahren zur Bodenbefestigung. 5. III. 37.

- Kl. 84 a, Gr. 3/07. K 155 635. Erfinder: Dr. Felix Müller, Magdeburg. Anmelder: Fried. Krupp Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau. Kurbelantrieb für heb- und senkbare Verschlusskörper, insbesondere Rollkeilschütze. 19. IX. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 84 a, Gr. 3/10. D 84 434. Erfinder: Josef Beinecke, Dortmund. Anmelder: Dortmunder Union Brückenbau A.-G., Dortmund. Triebstockgelenkzahnstange zum Antrieb von Wehren und ähnlichen Wasserverschlüssen; Zus. z. Pat. 702 596. 19. II. 41.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 35 vom 27. August 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 c, Gr. 4. T 53 323. Poul Tholstrup, Roskilde, Dänemark; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Huß und Dr.-Ing. E. Liebau, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Schneeschirm. 24. I. 40. Dänemark 9. II. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 22 i, Gr. 1. Z 25 406. Erfinder: Dr.-Ing. Gustav Rodewald, Greiz, Thür. Anmelder: Zchimmer & Schwarz, Chemische Fabrik Dörlau, Greiz-Dörlau (Thür.). Verfahren zur Herstellung von Vergußmassen für Fugen von Bauwerksteilen. 27. VII. 39.
- Kl. 37 e, Gr. 8/01. P 74 531. Erfinder, zugleich Anmelder: Karl Piehler, Leipzig. Rüstklammer. 23. I. 37.
- Kl. 37 c, Gr. 9/02. S 136 369. Erfinder, zugleich Anmelder: Elfred Johannes Smedegaard, Kopenhagen; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Berglein, Pat.-Anw., Hamburg. Verschalung zum Guß von lotrechten oder annähernd lotrechten Wänden aus Beton. 17. III. 39. Dänemark. 25. III. 38.
- Kl. 37 e, Gr. 9/04. S 123 827. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Gleitschalung. 13. VIII. 36.
- Kl. 47 f, Gr. 2/01. G 99 663. Erfinder, zugleich Anmelder: Willy Grassel, Rehme ü. Bad Oeynhausen. Durchführung von Leitungsrohren durch starken Erschütterungen / ausgesetzte Wände aus Beton oder Mauerwerk. 8. III. 39.
- Kl. 72 g, Gr. 7/01. L 101 200. Erfinder: Kurt Krause, Berlin-Grünwald. Anmelder: Luz-Bau G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg. Luftschutzgebäude; Zusatz zur Anmeldung L 95 874. 4. VII. 40.
- Kl. 84 b, Gr. 1. K 153 326. Erfinder: Heinrich Willibald Wilk, Magdeburg. Anmelder: Fried. Krupp Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau. Schleusentor mit einer Heberleitung zum Füllen und Leeren von Schleusenammern. 2. II. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 84 b, Gr. 1. K 155 371. Erfinder: Willibald Wilk, Magdeburg. Anmelder: Fried. Krupp Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau. Klapptor. 17. VIII. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 84 c, Gr. 4. M 149 156. Erfinder: Max Kiecksee, Frankfurt (Main). Anmelder: Mark-Brennkraftmaschinen G. m. b. H., Wengern (Ruhr). Brennkraft-Pfahlzieher, Ramme, Aufreiß-Bohrkammer o. dgl. 18. XI. 40.
- Kl. 84 c, Gr. 4. N 44 097. Erfinder: Dr.-Ing. Friedrich Noell, Würzburg. Anmelder: Gg. Noell & Co. Maschinen- und Eisenbahnbedarfs-Fabrik, Brückenbauanstalt, Weichenbau, Würzburg. Pionierrammgerät. 31. VII. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 36 vom 3. September 1942 und von demselben Tage an im Reichspatentamt auf drei Monate ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 33. B 192 636. Erfinder: Eduard Fischer, Berlin-Charlottenburg. Anmelder: Bamag-Meguain A.-G., Berlin. Gasbehälter für wechselnden Druck. 4. XII. 40.
- Kl. 19 c, Gr. 11/01. B 179 750. Erfinder, zugleich Anmelder: Heinrich Bührmann, Meerer Busch b. Düsseldorf. Straßenpflasteretzmaschine; Zus. z. Pat. 698 453. 27. VIII. 37. Österreich.
- Kl. 37 e, Gr. 8/01. S 130 421. Societa Anonima Fratelli Orsenigo und Metallurgica Vittorio Orsenigo, Mailand, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Kühnemann, Pat.-Anw., Berlin W 35. Aus Kreuzisen bestehendes zerlegbares Baugerüst. 17. I. 38. Italien. 20. I., 17. II. und 25. V. 37.
- Kl. 37 e, Gr. 9/01. R 101 832. Erfinder, zugleich Anmelder: Franz Roger, Marienburg (Westpr.). Schalungsgestüt, vornehmlich für Betonwände. 12. III. 38. Österreich.
- Kl. 37 f, Gr. 1/04. K 159 852. Erfinder, zugleich Anmelder: Leo Krause, Berlin-Charlottenburg. Antrieb von Schwingwehren für Wellenbäder. 20. I. 41.
- Kl. 80 b, Gr. 6/03. F 86 817. Erfinder, zugleich Anmelder: Licurgo Del Fabbro, Bad Kissingen. Verfahren zur Herstellung eines wasserfesten, feuersicheren und staubfreien Bodenbelages, z. B. als Unterlage für Linoleum. 19. V. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 80 b, Gr. 22/05. B 194 423. Erfinder, zugleich Anmelder: Hans Bode, Moers a. Rh. Decken- und Wandverputz. 28. V. 41.
- Kl. 84 c, Gr. 2. L 94 368. Dr.-Ing. Wilhelm Ludowici, Jockgrim, Rhpf. Vorrichtung zur Herstellung eines Kunststeinfundamentes. 2. III. 38.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 37 vom 10. September 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 d, Gr. 3/01. H 141 496. Dipl.-Ing. Willy Haupt, Dortmund-Hoerde. Brücke für Standbahnen, insbesondere Autostraßenbrücke; Zus. z. Pat. 692 733. 15. X. 34.
- Kl. 37 d, Gr. 24/01. K 151 050. Erfinder, zugleich Anmelder: Johann Franz Schulte-Kellinghaus, Duisburg-Hamborn. Abdichtung von Schutzraumtüren und -fenstern o. dgl. mittels Gewebestreifen. 5. IV. 39.
- Kl. 37 e, Gr. 13/06. L 102 477. Erfinder, zugleich Anmelder: Karl Werner Schade, Berlin. Vollautomatische Mauermaschine. 23. XI. 40.
- Kl. 47 f, Gr. 2/01. H 154 085. Erfinder: Wilhelm Herr, Berlin-Lichterfelde. Anmelder: Hammer & Co., Berlin-Lichterfelde. Längsgeteilte, als Wand-, Decken- oder Fußbodendurchführung dienende Rohrhülse. 20. XII. 37. Österreich.
- Kl. 47 f, Gr. 2/10. B 195 864. Erfinder: Dipl.-Ing. Alber Weiß, Mannheim. Anmelder: Brown, Boveri & Cie. A.-G., Mannheim-Käfertal. Bewegliche senkrechte Rohr-Wanddurchführung. 20. X. 41.
- Kl. 72 g, Gr. 7/03. M 149 196. Erfinder: Dipl.-Ing. Walter Meißner, Berlin. Anmelder: Mannesmann-Stahlblechbau A.-G., Berlin. Gas- und trümmersichere Abdeckung für waagrechte Kellerfenster und Kellerausstiege. 12. XI. 40.
- Kl. 85 c, Gr. 6/04. D 73 109. The Dorr Company Inc., New York; Vertr.: Dipl.-Ing. Rich. E. Müller, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Vorrichtung zum Ausräumen runder Absetzbehälter mittels eines um eine senkrechte Achse heb- und drehbaren Kratzergerüsts. 13. VII. 36. Großbritannien 16. VII. 35.

INHALT: Anwendung statistischer Untersuchungen auf die Prüfung von Baustoffen. Von Prof. Dr.-Ing. Kurt Gaede, Hannover. S. 291. — Spannungsoptische Untersuchung eines Stockwerkrahmens. Von Dr.-Ing. A. Spilker, Berlin-Siemensstadt. S. 296. — Kurze technische Berichte. S. 300. — Vom Stahlbeton zum Spannbeton. — Die Wiederherstellung der Brücke von Pouilly sous Charlieu über die Loire. — Verschiedene Mitteilungen. S. 303. — Normblattentwurf für Holzspanplatten. — Berichtigung. — Buchbesprechungen. S. 303. — Patentberichte. S. 305.