

ARMIRTER BETON.

1909. NOVEMBER.

INHALT:

- Die neueren schweizerischen Vorschriften für armierten Beton. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 443.
Der Entwurf zur Luftschiffhalle in Friedrichshafen der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. zu Karlsruhe. Von Professor M. Foerster (Dresden). S. 447.
Die Berechnung der Haftspannungen. Von Professor Hager (München). S. 457.
Berechnung statisch unbestimmter Rahmendächer auf elementarem Wege. Von Ingenieur Richard Wagner (Wiesbaden). S. 460.
Ein bemerkenswerter Versuch mit einer Kammerschleuse aus Eisenbeton. S. 473.
Neue ministerielle Vorschriften und Erlässe. S. 475.
Der Bauunfall in Elbing. S. 476.
Selbstanzeigen. S. 476.
Literaturschau. Von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 477.
Verschiedene Mitteilungen. S. 485. — Neue Bücher. S. 486.

DIE NEUEREN SCHWEIZERISCHEN VORSCHRIFTEN FÜR ARMIRTEN BETON.

Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst.

Seit einigen Monaten sind in der Schweiz Vorschriften für Eisenbeton erlassen worden, welche von der schweizerischen Kommission für armierten Beton aufgestellt wurden; sie sind im Druck erschienen*) mit Erläuterungen von Professor Schüle, dem Präsidenten und Berichterstatter der Kommission. Diese Vorschriften bedeuten zweifellos einen wichtigen Schritt in der Entwicklung des Eisenbetons, und ihr Wert liegt weniger darin, daß sie einige mehr oder minder veränderte Bestimmungen enthalten, sondern, daß sie auf die von Professor Schüle durchgeführten, mustergültigen, wissenschaftlichen Untersuchungen aufgebaut sind. (Diese Untersuchungen sind in Heft 10—13 der Mitteilungen der eidgen. Materialprüfungsanstalt veröffentlicht; eine Besprechung der in Heft 13 enthaltenen Versuchsergebnisse folgt demnächst.) Der Geist dieser Vorschriften spricht aus folgenden Sätzen, welche Schüle in seinen Erläuterungen ausspricht, in welchen er unter anderm sagt:

„Es empfiehlt sich, den statischen Berechnungen von Bauten in armiertem Beton keine allzugroße Bedeutung beizumessen; nur die Beanspruchungen des Eisens in Bauteilen, welche auf Biegung beansprucht werden, läßt sich mit einiger Sicherheit feststellen. Da der Beton in seiner Qualität, Festigkeit und Elastizität nicht allein von einem Bauwerk zum andern, sondern selbst im gleichen Bauwerk je nach der Anmachwassermenge, der Stampfarbeit und dem

Stand seiner Erhärtung verschieden ist, kann die Berechnung nur eine Grenze von Spannungen angeben, welche die wirkliche Beanspruchung und effektive Sicherheit auch bei mittelmäßiger Ausführung kennzeichnen.“

Welchen Wert die bestehenden Berechnungsmethoden haben, habe ich auch am Schlusse meiner Veröffentlichung über die vom Königl. Materialprüfungsamt in Gr. Lichterfelde ausgeführten Versuche*) durch eine vergleichende Zusammenstellung der errechneten Werte und der aus den Versuchen direkt ermittelten Werte gezeigt, aus welchen hervorgeht, daß die errechneten Spannungen im Eisen bis zu 30 %, die Spannungen im Beton bis zu 12 % von den aus den Versuchen ermittelten Werten abweichen. Ich kann daher nur besonders hervorheben, wie recht Schüle hat, wenn er behauptet, daß man den üblichen Berechnungen der Eisenbetonbauten keine große Bedeutung beimessen soll.

Bei der Besprechung der Vorschriften, welche weiter unten abgedruckt sind, sollen nur einzelne besonders charakteristische Punkte hervorgehoben werden, insoweit sie eine Änderung gegen die bisherigen Vorschriften oder eine Neuerung bedeuten.

Bei den Belastungsannahmen ist hervorzuheben, daß das Raumbgewicht des Eisenbetons mit 2,5 t/m³ festgelegt wird, mit Rücksicht auf die unvermeidlichen Zunahmen in der Dicke der Ausführung. Genaue Angaben sind für die Zu-

*) Im Verlage d. eidgen. Materialprüfungsanstalt in Zürich.

*) Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit. Mitteilungen a. d. Kgl. Materialprüfungsamt in Gr.-Lichterfelde. Ergb 1, 1907.

schläge der Nutzlast bei Erschütterungen, wobei der Unterschied gemacht wird zwischen gewöhnlichen Maschinen einerseits und Fahrzeugen und vibrierenden Maschinen anderseits.

Eine Neuerung ist die Berücksichtigung der Schwinderscheinungen des Betons an der Luft und des Temperatureinflusses, für welche zusammen als äußerste Grenze die Spannung von 1500 kg/cm² und die Betonspannung von 70 kg/cm² angenommen sind.

Eine Abweichung von den bisherigen Vorschriften bedeutet ferner die Annahme, daß bei Plattenbalken die wirksame Plattenbreite zu höchstens $\frac{1}{4}$ der Stützweite des Balkens, und höchstens der 20fachen Dicke der Platten anzunehmen sind (in den Deutschen Vorschriften ist $b = \frac{1}{3}$). Schüle begründet diese Annahme aus Versuchen, welche an der eidgen. Materialprüfungsanstalt durchgeführt wurden, und welche in Heft 13 der Mitteilungen veröffentlicht sind.

Bei der Ermittlung der inneren Kräfte der auf Biegung beanspruchten Bauteile machen die Schweizer Vorschriften einen Unterschied in der Annahme von n . Für das auf Zug beanspruchte Eisen wird $n = 20$, für das auf Druck beanspruchte Eisen $n = 10$ angenommen. Als Bedingung für die Mitwirkung der Druckeisen, welchen z. Z. nicht die Bedeutung beigemessen wird, als es noch vor einigen Jahren geschah, wird das Vorhandensein von Bügeln oder Querarmierungen vorausgesetzt.

Was die inneren Spannungen anbelangt, sei hervorgehoben, daß in erster Linie auf eine Mitwirkung des Betons auf Zug nur dann gerechnet wird, wenn die Zugspannungen des Betons 10 kg/cm² nicht überschreiten. Bei Säulen und Druckgliedern mit Eiseneinlagen wird 0,6% des Querschnittes als unterste Grenze der Armierung angenommen.

Die zulässigen Spannungen der auf Biegung beanspruchten Bauteile sind sowohl gegen die früheren Schweiz. provisorischen Vorschriften als auch im Vergleiche mit den Deutschen Vorschriften wesentlich abgeändert worden. Bei den auf Druck beanspruchten Konstruktionsteilen sind keine wesentlichen Änderungen zu verzeichnen.

Für den Beton auf Druck wird bei T-Balken ein zulässiges Maximum von 40 kg/cm², bei Balken rechteckigen Querschnittes und Rippen in der Nähe der Stützen die zulässige Spannung im Beton nach der Formel $40 + 0,05 (1200 - \sigma_e)$ bis zu einem Maximum von 70 kg/cm² gerechnet. Besonders der zweite Teil dieser Bestimmungen ist sehr beachtenswert und wird den Eisenbetonkonstrukteur über manche Schwierigkeit hinweghelfen.

Eine etwas strengere, wenn auch gerechtfertigte Auffassung tritt in der Bestimmung der zulässigen Scherspannungen auf. Diese wird auf 4 kg/cm² herabgesetzt und bei Überschreitung der Scherspannungen im Beton wird verlangt,

daß die volle Scherkraft mittels geeigneter Abbiegungen der Längsarmierungen oder spezieller Eiseneinlagen übertragen werden.

Sehr wohltuend berührt es, daß sich weder in den Vorschriften, noch in den dazu gehörenden Erläuterungen von Prof. Schüle das Wort Haftspannungen oder Adhäsion vorfindet. Es ist meines Wissens die erste Vorschrift, welche sich von der unmöglichen und unrichtigen Berechnung von sogenannten Haftspannungen freimacht. Ich möchte an dieser Stelle noch einmal darauf hinweisen, daß es gerade die ersten Versuche Schüles, bei welchen ich mitzuarbeiten Gelegenheit hatte, waren, welche mich darauf brachten, daß die bestehenden Begriffe über das Zusammenwirken von Beton und Eisen ganz verfehlt sind. Eine Folge davon war, daß ich auf Grund der von mir in engerem Rahmen durchgeführten Züricher Versuche zu beweisen suchte, daß es keine Haftspannung in dem Sinne von Zug- oder Druckspannungen gibt. Es ist bekannt, daß diese Ansicht nicht allgemein geteilt wurde. Von einer Seite wurde die Einwendung gemacht, daß die Behauptung, es gebe keine Haftspannung oder Haftfestigkeit, unsinnig sei. Demgegenüber will ich nochmals feststellen, daß ich nach wie vor das Haftvermögen zwischen Beton und Eisen nicht bezweifle, das ich aber ebenso nachdrücklich wiederholen muß, daß dieses Haftvermögen zum größten Teil auf ein mechanisches Zusammenwirken beider Stoffe zurückzuführen ist, und das sich nicht in Zahlen ausdrücken läßt. Aus diesem Grunde halte ich es auch für gefehlt, in die Vorschriften eine Berechnung von Haftspannungen aufzunehmen. Der Berechnungsweise, wie sie Mörsch vorgeschlagen hat und verteidigt, nach welcher er „Haftspannungen“ bis zu 60 kg/cm² der Eisenoberfläche ermittelt hat, wird wohl kaum mehr allgemein die Bedeutung beigemessen, wie dies früher geschah. Bekanntlich werden die Haftspannungen, wie sie auch in mehrere Vorschriften aufgenommen sind, derart gerechnet, daß die in der Ebene der Armierung wirksamen Schubspannungen durch den Umfang der Eiseneinlagen dividiert werden;

$$\tau_0 = \frac{b r_1}{u}$$

Aus dieser Gleichung läßt sich τ_0 nach Belieben ändern, wenn man den Umfang u der Eiseneinlagen ändert. Sehr häufig hat sich in der Praxis der Fall ergeben, daß bei der Berechnung eines Bauteiles keine der zulässigen Spannungen erreicht wurde, nur τ_0 , die sogenannte Haftspannung wurde überschritten. In den meisten Fällen half man sich derart, was auch von Baubehörden gebilligt wurde, daß der Umfang u durch Einlagen von kurzen Eisenstäben am Auflager vermehrt wurde. Begründet wurde diese Verschwen-

dung an Eisen, welche zugleich eine Schwächung des Betonquerschnittes an den Auflagern bedeutet, nicht, aber man war zufrieden, auf diese Weise die in den Vorschriften enthaltenen Bestimmungen über die Haftspannungen erfüllt zu haben.

Der von vielen Seiten gemachte Einwand, daß die Berechnung der Haftspannungen zur Erhöhung der Sicherheit notwendig sei, ist schon oft widerlegt worden, und es ist zu hoffen, daß auch andere Vorschriften das Beispiel der Schweiz. Vorschriften nachahmen und von dieser Berechnung absehen werden, die durch nichts begründet ist.

Dies ist im wesentlichsten der Inhalt der geänderten Schweiz. Vorschriften, welchen man zum größten Teil vollkommen beipflichten kann. In seinem erläuternden Bericht hebt Schüle noch hervor, daß diese Vorschriften nicht als definitiv zu betrachten sind, und daß sie auf Grund der allorts noch betriebenen wissenschaftlichen Untersuchungen in einigen Jahren einer neueren Revision unterzogen werden sollen.

Von anderen Vorschriften, insbesondere von den Deutschen Vorschriften unterscheiden sich die Schweiz. Vorschriften auch darin, daß sie keine Beispiele bringen, sondern ganz allgemein gehalten sind. Sie bieten auf diese Weise dem Ingenieur größeren Spielraum und verhüten es, daß auch minder Sachkundige Berechnungen ausführen, die sie nicht wissenschaftlich verantworten können.

VORSCHRIFTEN

über

Bauten in armiertem Beton

aufgestellt von der

Schweizerischen Kommission des armierten Beton.

Kap. 1. Allgemeines.

Art. 1. Armierter Beton (Eisenbeton) ist Beton mit Eiseneinlagen, in welchem beide Materialien in solche Verbindung gebracht werden, daß sie gemeinsam zur Aufnahme der Last mitwirken und daß der Beton das Eisen überall umschließt.

Art. 2. Der Entwurf einer Baute aus armiertem Beton hat folgende Angaben übersichtlich zu enthalten:

die allgemeine Anordnung, die Belastungsannahmen, die Querschnitte der einzelnen Teile und die Anordnung der Eiseneinlagen, die statische Berechnung, das Mischungsverhältnis des Beton, die Qualität der Materialien.

Art. 3. Die zu einem Entwurf gehörenden Pläne sind vor Beginn der Ausführung von dem Projektverfasser, vom Unternehmer und vom Bauherrn oder von seinem bevollmächtigten Bauleiter zu unterschreiben.

Die statischen Berechnungen haben die Unterschrift des verantwortlichen Projektverfassers zu tragen.

Während der Ausführung eines Baues nötig werdende Abänderungen dürfen nur im Einverständnis mit dem Bauherrn oder seinem bevollmächtigten Bauleiter vorgenommen werden. Pläne und statische Berechnungen sind entsprechend abzuändern oder zu ergänzen.

Kap. 2. Grundlagen der statischen Berechnung.

Art. 4. Die Belastungsannahmen. Die auf einen Bauteil entfallende Gesamtlast setzt sich folgendermaßen zusammen:

1. Eigengewicht des armierten Beton. Es ist auf Grund eines Raumgewichtes von 2,5 t/m³ zu berechnen.

2. Übrige ständige Belastung. Dieselbe ist aus den Abmessungen und den Raumgewichten zu bestimmen.

3. Zufällige Belastungen, und zwar:

a) Wind- und Schneedruck, gemäß der eidg. Verordnung über Brücken und Dachstühle.

b) Nutzlast in ungünstigster Stellung.

c) Zuschlag zur Nutzlast für Erschütterungen.

Es beträgt derselbe für gewöhnliche Maschinen 25 0/0 für Fahrzeuge, stark vibrierende Maschinen, 50 0/0.

d) Im Hochbau sind folgende Nutzlasten empfohlen, wobei vor auszusehende Erschütterungen inbegriffen sind:

für Wohnräume	200 kg/m ²
für Schulräume	300 „
für Konzert- und Versammlungssäle, Turnsäle, Treppen und Podeste in öffentl. Gebäuden	400 „
für Tanzsäle	500 „

Art. 5. Der Einfluß der Temperatur ist, insofern dadurch innere Spannungen in der Konstruktion verursacht werden, zu berücksichtigen, und zwar bei Bauten im Freien für einen Unterschied von $\pm 15^{\circ}$ C in bezug auf die mittlere Herstellungstemperatur.

Schwinderscheinungen des Beton an der Luft sind bezüglich ihrer Wirkung auf die auftretenden Spannungen einem Temperaturabfall bis 20° C gleich zu achten, d. h. einer linearen Verkürzung bis $-0,25$ mm auf 1 m.

Bei Berücksichtigung dieser Einflüsse dürfen die zulässigen Spannungen für Temperatur allein um 20, für Temperatur und Schwinden um 50 0/0 überschritten werden, wobei als äußerste Grenze die Eisenspannung von 1500 kg/cm² und die Betonspannung von 70 kg/cm² einzuhalten sind.

Art. 6. Die statische Berechnung der auf Biegung beanspruchten Teile hat nach folgenden Grundlagen zu geschehen:

a) Zur Ermittlung der Biegemomente und Scherkräfte sind die ungünstigsten Stellungen der Nutzlast in Betracht zu ziehen.

b) Ist die Stützweite nicht durch Anordnung der Auflager festgestellt, so wird sie gleich der um 5 0/0 vergrößerten Lichtweite der Einzelfelder von Platten und Balken angenommen; bei kontinuierlichen Balken und Platten im Maximum gleich dem Abstand der Mitte der Stützen.

c) An den Endauflagern und über den Zwischenstützen sind die den Verhältnissen entsprechenden negativen Biegemomente in Rechnung zu bringen und durch entsprechend angeordnete Eisen zu berücksichtigen.

Bei kontinuierlichen Platten und Trägern ist die Ermittlung der Stützmomente wie bei durchgehenden Balken aus elastischem Material durchzuführen unter Berücksichtigung der ungünstigsten Belastung der benachbarten Öffnungen.

Die Ermittlung der Biegemomente in den Öffnungen hat bei kontinuierlichen Trägern zu geschehen unter Annahme der ungünstigsten Lage der Nutzlast, wobei nur drei benachbarte Öffnungen berücksichtigt werden können:

Bei Feldern mit teilweiser oder voll-tändiger Einspannung der Enden, welche als Einzelfelder aufgefaßt werden, dürfen die Biegemomente in Feldmitte für freie Auflagerung nur unter Berücksichtigung von zwei Drittel der angenommenen Auflagermomente vermindert

werden, um der Unbestimmtheit in der Ermittlung der Momente an den Enden Rechnung zu tragen.

Die Senkung der Auflager von durchgehenden Platten und Trägern ist nur dann zu berücksichtigen, wenn Nachbaröffnungen abnormal verschiedene Weiten erhalten und dadurch die Spannungen wesentlich beeinflusst werden.

d) Wirkt auf eine Platte von größerer Breite eine konzentrierte Last, so kann ihre Wirkung auf eine Breite b gleichmäßig verteilt angenommen werden gleich $\frac{2}{3}$ der Stützweite plus der $\frac{1}{2}$ fachen Dicke der Deckschicht, wenn eine solche vorhanden ist, plus der Breite der Lastangriffsstelle, vorausgesetzt, daß Verteilungseisen vorhanden sind.

e) Bei Balken, bestehend aus einer Platte mit einer Rippe, ist die gleichmäßig wirksame Plattenbreite zu höchstens ein Viertel der Stützweite des Balkens und höchstens der zwanzigfachen Plattendicke anzunehmen.

f) Bei gekreuzt armierten, an den vier Seiten aufgelagerten Platten, in welchen die Länge die anderthalbfache Breite nicht überschreitet, ist die Gesamttragkraft gleich der Summe der Tragkräfte von zwei einzelnen einfach armierten Platten zu berechnen.

Es empfiehlt sich, die Totalbelastung p pro m^2 zwischen beide Richtungen nach dem Verhältnis

$$p_b = \frac{a^2}{a^2 + b^2} \cdot p \text{ für die Stützweite } b \text{ und}$$

$$p_a = \frac{b^2}{a^2 + b^2} \cdot p \text{ für die Stützweite } a$$

zu verteilen.

Art. 7. Die inneren Kräfte und Spannungen der auf Biegung beanspruchten Konstruktionsteile werden nach folgenden Voraussetzungen ermittelt:

a) Der Beton auf Druck und das Eisen auf Zug und Druck wirken als elastische Materialien; die Wirkung des Betons zur Aufnahme von Zugspannungen wird auch bei der Feststellung der Lage der neutralen Achse außer acht gelassen. Zur Vereinfachung wird ein homogenes Material angenommen und der Eisenquerschnitt im Zuggurt mit dem zwanzigfachen Wert, der allfällige Eisenquerschnitt im Druckgurt jedoch nur mit dem zehnfachen Wert in Rechnung gebracht. Voraussetzung für das Mitwirken der Längseisen auf Druck ist das Vorhandensein von Bügeln oder Querarmierungen, deren Abstand nicht größer als der zwanzigfache Durchmesser der dünnsten Stange sein darf.

b) Überschreitet die Scherspannung im Beton, ermittelt unter Annahme eines homogenen Materials und ohne Rücksicht auf die Eiseneinlagen, die in Art. 9 angegebene zulässige Grenze, so ist die volle Scherkraft mittels geeigneter Abbiegungen der Armierungsstangen oder spezieller Eiseneinlagen zu übertragen.

Art. 8. Die inneren Kräfte und Spannungen der auf zentrischen oder exzentrischen Druck beanspruchten Bauteile werden für die ungünstigsten Kräfte und Biegemomente nach folgenden Voraussetzungen ermittelt:

a) Der Beton und das Eisen wirken als elastische Materialien; die Betätigung des Betons zur Aufnahme von Zugspannungen wird nur berücksichtigt, wenn letztere 10 kg auf ein cm^2 nicht überschreiten. Bei größeren Zugspannungen im Beton wird von der Mitwirkung dieses Materials auf Zug ganz abgesehen; es gilt dann Art. 7.

Zur Vereinfachung wird ein homogenes Material angenommen und der Eisenquerschnitt der Längsarmierung mit dem zehnfachen Wert in Rechnung gebracht. Bei exzentrischem Druck muß das Eisen auf der Zugseite die Zugkräfte ohne Mithilfe des Betons aufnehmen können.

Nur Säulen und Druckglieder mit Eiseneinlagen von mindestens $0,6\%$ ihres minimalen Querschnittes dürfen als armiert betrachtet und berechnet werden.

b) Bilden die Querverbindungen richtige Umschnürungen im Abstand von höchstens $\frac{1}{6}$ ihres Durchmessers, so

darf das 24-fache des Querschnittes einer Längsarmierung von gleichem Volumen als auf Druck mitwirkend in Rechnung gebracht werden.

c) Der nach § a und b ermittelte ideelle Querschnitt des Druckgliedes darf das Doppelte des Querschnittes des Betons bei umschnürtem Beton und das Anderthalbfache des Querschnittes des armierten, jedoch nicht umschnürten Betons nicht überschreiten.

d) Voraussetzung für das Mitwirken der Längseisen auf Druck ist das Vorhandensein von Querarmierungen, deren Abstand nicht größer als der zwanzigfache Durchmesser der dünnsten Stangen und auch nicht größer als die schmalste Seite des Querschnittes sein darf.

Art. 9. Die zulässigen Spannungen betragen:

- a) bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen:
im Beton auf Druck: Druckplatten von Balken T-förmigen Querschnittes 40 kg/cm^2 ,
Balken rechteckigen Querschnittes, Rippen in der Nähe der Stützen
 $40 + 0,05 (1200 - \sigma_{\text{Eisen}}) \text{ kg/cm}^2$
im Maximum 70 kg/cm^2 ,
 σ_{Eisen} bedeutet die maximale Zugspannung des Eisens,
im Beton auf Abscherung. 4 kg/cm^2
im Eisen auf Zug 1200 "
- b) bei auf zentrischen Druck beanspruchten Konstruktionsteilen:
im Beton auf Druck 35 kg/cm^2
- c) bei auf exzentrischen Druck beanspruchten Konstruktionsteilen:
im Beton auf Druck:
in der Schwerachse 35 kg/cm^2
am Rande 45 "
im Beton auf Zug am Rande 10 "
im Eisen auf Zug 1200 "

Die Knickungsgefahr der Säulen und Druckglieder ist bei zentrischer Druckbeanspruchung nicht näher zu berücksichtigen, wenn das Verhältnis von Gesamtlänge zum kleinsten Durchmesser 20 nicht überschreitet.

Für schlankere Säulen und Druckglieder ist die zulässige Druckspannung σ_k zu ermitteln nach der Formel

$$\sigma_k = \frac{\sigma_d}{1 + 0,0001 \cdot \left(\frac{l}{i}\right)^2};$$

hierin bedeuten:

- σ_d die zulässige Randspannung nach Art. 9 c oder 45 kg/cm^2 ,
 l die freie Knicklänge,
 i der kleinste Trägheitshalbmesser.

Kap. 3. Die Materialien.

Art. 10. Eisen. Für die Armierung wird Flußeisen verwendet, welches der eidg Verordnung für Brücken und Dachstühle zu entsprechen hat.

Die Durcharbeitung des Betons soll in der Regel durch geeignete Maschinen erfolgen.

Der Qualitätsausweis ist durch Kontrollproben an der eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich zu liefern.

Art. 11. Zement. Es darf nur langsambindender Portlandzement verwendet werden, dessen Qualität den schweizerischen Normen entspricht.

Art. 12. Kies und Sand sollen rein und frei von erdigen Bestandteilen sein.

Das Kiesmaterial soll wetterbeständig sein; die Korngröße wird zwischen 5 bis 30 mm Durchmesser variieren können.

Der Sand muß möglichst scharfkörnig und von ungleicher Korngröße von 5 mm abwärts sein; feinere

Körner, die ein Sieb mit $\frac{1}{2}$ mm weiten Löchern passieren, dürfen in einer Menge bis 10% darin vorkommen.

Das geeignete Mischungsverhältnis von Sand zu Kies zur Erzielung eines kompakten Betons ist durch Versuche zu bestimmen; liegen solche nicht vor, so gilt die Mischung 1 Sand: $1\frac{1}{2}$ bis 2 Kies in Volumenteilen als die geeignetste.

Vorhandene natürliche Sand- und Kiesmischungen sind auch in bezug auf ihre zweckmäßige Zusammensetzung zu prüfen und nachzubessern.

Art. 13. Der Beton ist nach Gewichtsteilen für den Portlandzement und nach Volumenteilen für Kies und Sand zu mischen; zur Bereitung des normalen Betons sind auf 1 cbm Kies- und Sandmischung, d. h. auf $0,8\text{ m}^3$ und $0,4\text{ m}^3$ Sand 300 kg Portlandzement zu verwenden.

Nach 28-tägiger feuchter Luftlagerung soll die Druckfestigkeit des Betons,

wenn plastisch angemacht . . . 150 kg/cm²
wenn erdfeucht angemacht . . . 200 „

im Minimum betragen.

Die Festigkeit des Betons wird in der eidg. Materialprüfungsanstalt an vom Bauplatze eingesandten Serien von 3 Würfeln von 16 cm Kantenlänge oder Prismen von $36 \cdot 12 \cdot 12$ cm ermittelt; letztere werden auch zur Bestimmung der Zugfestigkeit mittels Biegeproben benutzt.

Die Probekörper sind unter Aufsicht des Bauleiters aus Beton wie er für die Ausführung des Bauwerkes angemacht wird, herzustellen.

Kap. 4. Ausführung.

Art. 14. Die Einschalungen und Stützen sind sorgfältig herzustellen und sollen ein Einstampfen in dünnen Schichten, namentlich bei Säulen, ermöglichen.

Der Fuß der hölzernen Stützen ist besonders zu sichern.

Art. 15. Die Armierungseisen dürfen nicht nach einem kleineren Radius als dem dreifachen Stangendurchmesser an den Endhaken und nach einem kleineren Radius als dem fünffachen Stangendurchmesser bei den Abbiegungen gekrümmt werden.

Für Durchmesser von 15 mm und darüber ist ein kaltes Abbiegen der Endhaken nicht statthaft.

Das Eisen ist vor seiner Verwendung sorgfältig vor Schmutz, Fett, grobem oder losem Rost zu reinigen.

Die Lage der Armierung muß so genau wie möglich den Plänen entsprechen.

Art. 16. Ausschalen und Ausrüsten. Der Beton ist vor Erschütterungen und vor raschen Temperaturwechseln während mindestens 3 Tage zu schützen. Vor dem Ausschalen, d. h. vor dem Entfernen nicht stützender Schalhölzer ist die genügende Erhärtung des Betons zu konstatieren. Es darf frühestens nach drei Tagen erfolgen.

Für das Ausrüsten (d. h. die Entfernung stützender Hölzer) sind folgende Fristen einzuhalten:

Stützweite bis 3 m 10 Tage

„ bis 6 m 20 „

„ über 6 m 35 „

Bei Temperatur unter $+5^\circ\text{C}$ sind diese Fristen zu verlängern.

Bei mehrgeschossigen Hochbauten hat die Wegnahme der Stützen in der Regel von oben nach unten zu erfolgen.

Art. 17. Der Unternehmer von Eisenbetonbauten darf die Leitung solcher Bauten nur Personen anvertrauen, welche diese Bauart gründlich kennen; zur Ausführung dürfen nur zuverlässige Vorarbeiter verwendet werden, welche Erfahrung in dieser Bauweise besitzen.

Art. 18. Die Verwendung von Konstruktionsteilen aus Eisenbeton, welche fertig auf die Baustelle gebracht werden, ist nur zulässig, wenn diese Teile ein Alter von 20 Tagen erreicht haben.

Eine Belastung darf vor 45-tägiger Erhärtungszeit nicht stattfinden.

Kap. 5. Kontrolle und Übernahme der Bauten.

Art. 19. Mit Rücksicht auf die Schwierigkeit einer nachträglichen Kontrolle des verwendeten Armierungseisens, ist dringend notwendig, während des Baues die plangemäße Anordnung und die Querschnitte der Armierungen durch den Bauführer kontrollieren zu lassen.

Das Mischen des Betons soll derart stattfinden, daß das Mischungsverhältnis jederzeit kontrolliert werden kann.

Art. 20. Die mit der Aufsicht über Bauten in armiertem Beton beauftragten Techniker haben über jedes Bauwerk ein Protokoll zu führen, welches enthalten soll: Alle Daten, welche auf den Arbeitsvorgang Bezug haben; Angaben über Temperatur und Witterung; Herkunft und Mischungsverhältnisse der Materialien; Konsistenz des Betons; Skizzen der Verschalungen; ein Verzeichnis nebst Datum der angefertigten Probekörper; Beobachtungen bei der Ausschalung; Beschreibung abfällig entdeckter Mängel.

Art. 21. Das Aufbringen der Nutzlast und Belastungsproben dürfen nicht vor 45-tägiger Erhärtung des Betons stattfinden.

Die aufgebrachte Last bei Belastungsproben darf bei Konstruktionsteilen die zur Dimensionierung eingeführte Nutzlast nur bis 50% überschreiten; es ist auf eine möglichst genaue Ermittlung der Einsenkungen in den einzelnen Phasen der Probe Gewicht zu legen.

Eisenbetonteile, welche fertig auf die Baustelle gebracht werden, sind Belastungsproben bis zum Bruch zu unterwerfen im Verhältnis von 1 auf 100 Stücke.

Bei Belastungsproben bis zum Bruch muß die Summe von Eigengewicht, ständiger Belastung und aufgebrachter Last mindestens das dreifache der Summe von Eigengewicht, ständiger Belastung und vorgeschriebener Nutzlast erreichen.

Kap. 6. Ausnahmen.

Art. 22. Abweichungen von diesen Vorschriften müssen durch eingehende Versuche und durch das Urteil kompetenter Fachleute begründet sein.

DER ENTWURF ZUR LUFTSCHIFFHALLE IN FRIEDRICHSHAFEN DER FIRMA DYCKERHOFF & WIDMANN A.-G. ZU KARLSRUHE,

nach den von der Firma zur Verfügung gestellten Unterlagen von Professor M. Foerster (Dresden).

Die in den Fig. 1 bis 5 in ihrer Gesamtansicht, ihren Querschnitten und ihrem Längsschnitt dargestellte Ballonhalle zeigt als Hauptbinder Zweigelenkbogenbinder aus Eisenbeton, die in ihrem

unteren Teile vollwandig, im oberen als Vierecksständerfachwerk ausgebildet sind. Die Auseinanderziehung der Gurte beginnt im oberen Querringel und hat — abgesehen von der vermehrten

Steifigkeit des Bogens — den Zweck, die vorgesehenen I-Träger für die Laufkatzen in der festgesetzten Höhe zu belassen und zudem durch

Die Portalbinder (Fig. 3) sind nicht als Zweigelenkbogen, sondern als eingespannte Binder ausgebildet, weil sie mit den Türmen fest verbunden sind und die großen Torkammern, zur Aufnahme der mehrfach geteilten Schiebetore dienend, gegen Winddruck versteifen müssen; eine feste Einspannung, welche für den Portalbogen zudem eine Materialersparnis bedeutet, war hier um so mehr gegeben, als die Fundamente der Türme an sich sehr groß ausfallen.

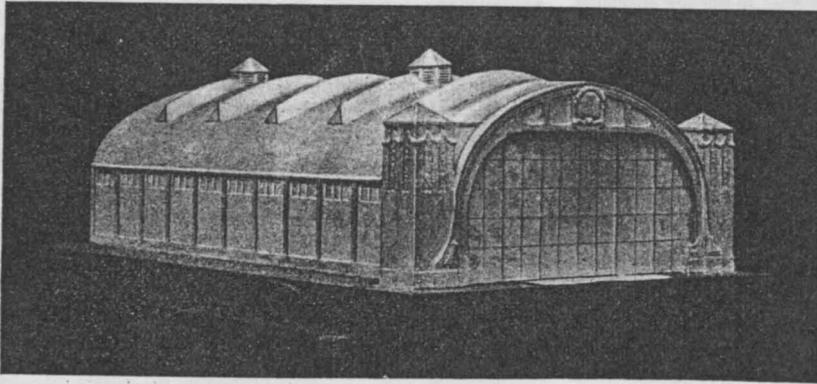


Fig. 1. Gesamtansicht (Modell).

Anbringung eines Bohlenbelages die Möglichkeit eines Schnürbodens möglichst nahe den Luftschiffen zu gewähren. Die Fußgelenke des Bogens sind als Wälzgelenke mit starken Rundeisendübeln

Eisenbetonlängsträger gebildet (vergl. Fig. 3, 4 u. 5), der Temperaturbewegung tragen zwei vollkommen durchgehende Dehnungsfugen Rechnung. Eine größere Anzahl erschien im Hinblick darauf nicht

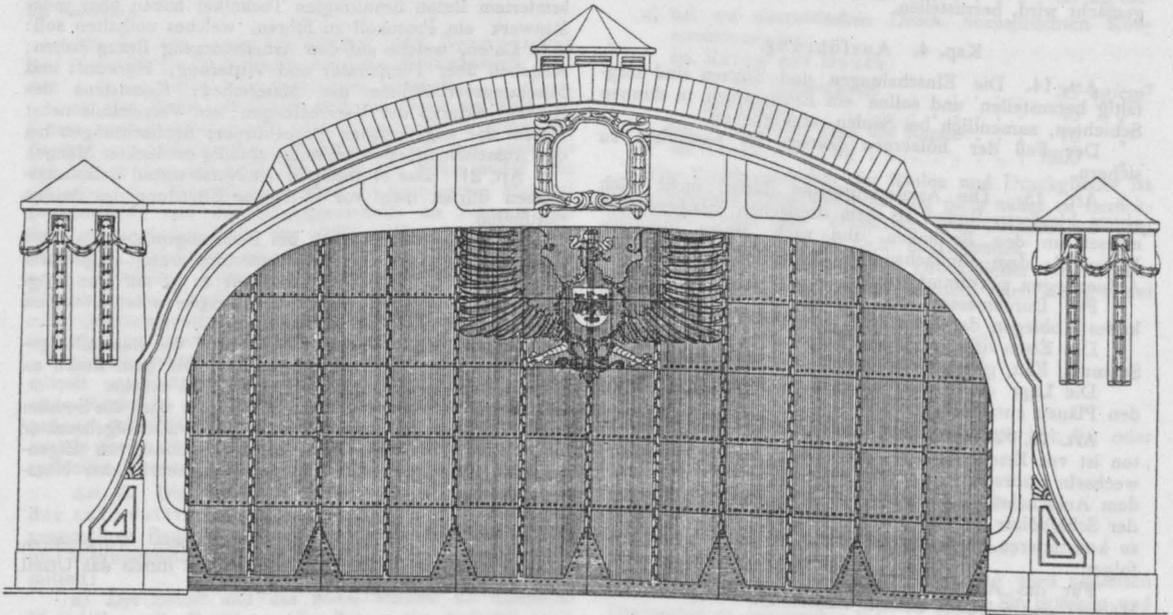


Fig. 2. Vorderansicht der Halle. 1:400.

nach einer Sonderkonstruktion der Firma und auf Grund umfangreicher Versuche*) ausgebildet.

*) Die sich etwa im mittleren Drittel berührenden Gelenke sind nach zwei nur wenig voneinander abweichenden Halbmessern gekrümmt — also reine Wälzgelenke. Durch Versuche wurde erwiesen, daß sie schon nach 90 Tagen imstande sind, einen Druck von 1200 bis 1300 t auf 1 m Tiefe zu übertragen. Da bei den hier vorliegenden Bogenbindern der Kämpferdruck rund 250 t beträgt und das Gelenk eine Tiefe von 0,90 m aufweist, ist mithin die Sicherheit eine mehr als vierfache.

notwendig, daß die stark bewehrten Längsträger die einzigen längs der Hallenachse durchgehenden Konstruktionselemente sind.

Die Dachdecke (Fig. 6a) besteht aus einzelnen Längsbalken, auf denen Siegwartbalken aufliegen, die schließlich durch einen oberen Zementglattstrich mit einer Auflage von doppelter Dachpappe (oder Ruberoid), abgedeckt sind. Durch diese Dachhaut ist sowohl wegen der zu ihr verwendeten

Hohlkörper eine hervorragende Temperaturisolierung der heizbaren Halle bewirkt, als auch eine Schweißwasserbildung ausgeschlossen. Überhaupt ist der Gedanke, die Isolierung der Halle durch ruhende Luftschichten zu erreichen, im ganzen Bau durchgeführt worden; in diesem Sinne sind die Umfassungswände beiderseits als verputzte Backsteinhohlwände zwischen den Eisenbetonlängsträgern entworfen und auch unter dem Fußboden (Fig. 6b) ein ausreichender Hohlraum angeordnet, der, um einem Dröhnen vorzubeugen, mit porösem, die Wärme schlecht leitenden, Material ausgefüllt werden kann; schließlich ist auch bei den Oberlichtern (Fig. 7) durch eine doppelte Verglasung, bei den Toren durch Verkleidung mit einer inneren, von den Torflächen abstehenden Rabitzwand für eine durchgehend gute Isolation gesorgt.

Die Lüftung erfolgt für gewöhnlich nur durch die seitlichen Hallenfenster, von denen ein Drittel als Klappfenster, um eine waagerechte Achse drehbar, ausgebildet sind.

Für besondere Lüftungszwecke — namentlich auch für das Entweichen der Gase — sind drei große Lüftungsaufsätze im Scheitel von drei Oberlichtern vorgesehen; weitere Lüftungsvorrichtungen lassen sich zudem in beliebiger Weise mit den anderen Oberlichtdächern in Verbindung bringen.

Die Klappgalerien (Fig. 4) bestehen aus einer starren Bühne, welche mit einer kräftigen 8 m freitragenden und vor den Pfeilern auf Konsolen gelagerten Drehachse fest verbunden nach vorn 4 m und nach hinten 1,8 m über diese hinausragt. Die Ausbalancierung erfolgt durch am kürzeren

Arm befestigte Betongewichte. Die Bewegung wird durch eine Kette ohne Ende bewirkt, die durch eine an den Zwischenpfeilern gelagerte Winde angetrieben wird.

Die Zugänglichkeit erfolgt von festen, an

Fig. 3 a.

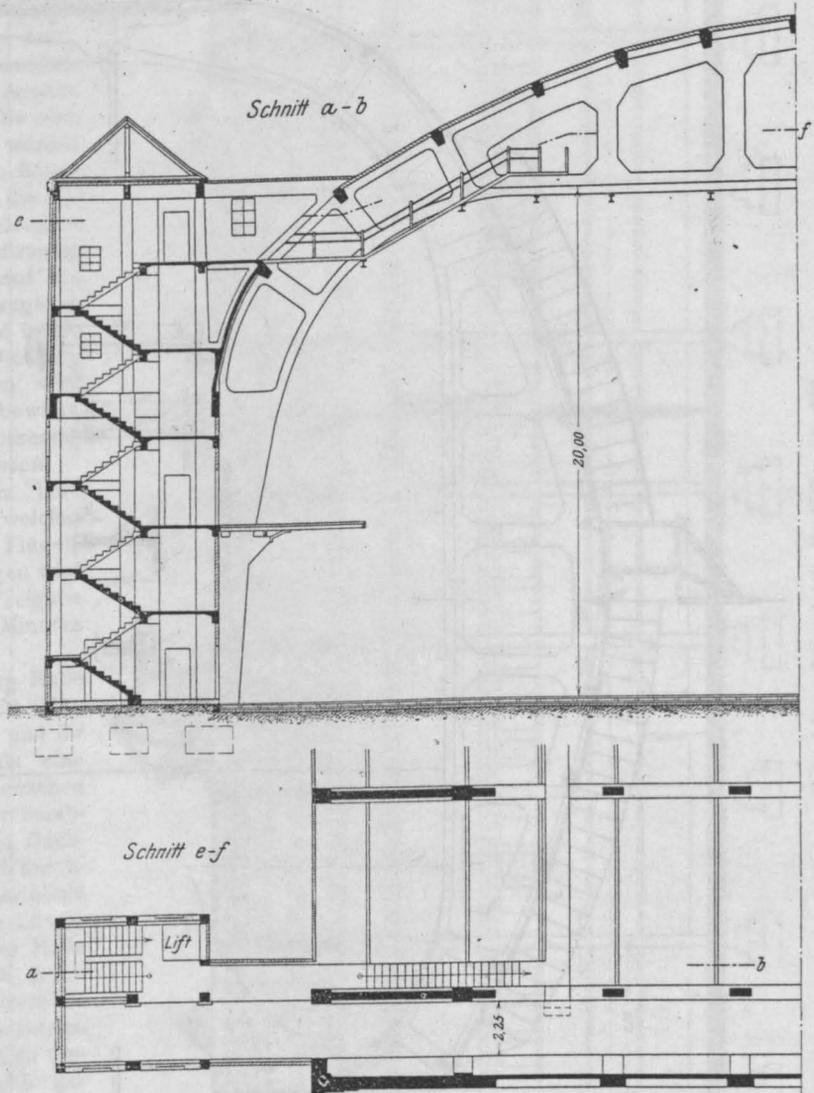


Fig. 3 b.

Querschnitt der Halle an den Torkammern. 1:300.

jedem zweiten Pfeiler angeordneten Podesten aus (Figur 4 und 5) mit Hilfe eiserner Leitern; ersteren entsprechend sind die Klappen mit Ausparungen versehen; auch sind die Galerien von den in den Portaltürmen liegenden, feuersicheren Eisenbetontreppen aus zugänglich, von denen ferner eiserne Treppen zu den Laufstegen führen.

Die Gründungen sind als Betonfundamente gedacht.
 Die Toranlage ist als sechsflügeliges Schiebeter

45 m Breite und 20 m Höhe freigegeben. Jeder Flügel besteht aus einem kräftigen Eisengerippe mit äußerer Blech- und — wie bereits erwähnt —

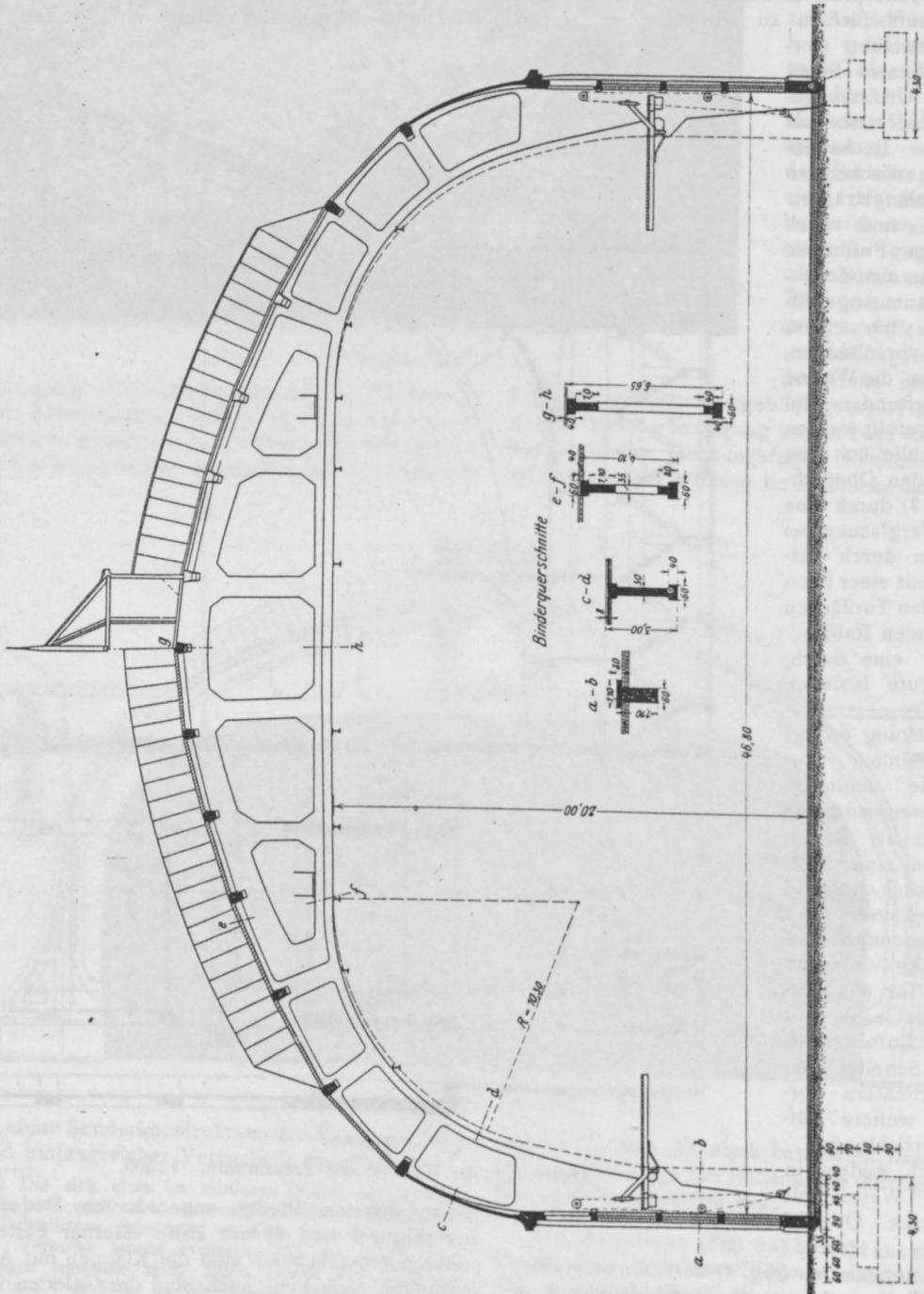


Fig. 4. Querschnitt in Hallenmitte. 1:300.

entworfen, dessen Flügel sich zu je drei zu beiden Seiten hintereinander und hinter die Giebelwand schieben und somit die ganze Türöffnung von

innerer Rabitzverkleidung. Zur Aufnahme des Winddruckes sind die einzelnen Flügel durch senkrecht stehende Fachwerkträger ausgesteift,

welche in geöffnetem Zustande des Tores dicht aneinander rücken. Jeder Torflügel wird von vier paarweise gekuppelten Lauf- rädern mit Kugélzapfenlagerung getragen, welche auf den auf Betonfundamenten ruhenden Straßenbahn- rillenschienen laufen. Oben werden die Flügel durch vier wagerecht angeordnete Rollen in entsprechend breiten Laufsclitzen geführt. Die oberen Führungsschienen werden von einem flachliegenden Blech- träger gehalten, der die Anlage nach oben abschließend — die Aufgabe eines Windträgers erfüllt, indem er die auf ihn vom Tore aus übertragenen Windkräfte aufnimmt und in die Halle ableitet. Die Dichtung der einzelnen Torflächen wird durch Anschlaghölzer bewirkt, welche sich bei geschlossenem Tore gegeneinander pressen.

Der Bewegung der Tore dient ein Elektromotor, welcher an den beiden mittleren Flügeln von einem Konsol getragen wird und eine vollkommene Freigabe der Toröffnung in 10 Minuten bewirkt.

Die Architektur der Halle muß, namentlich auch im Hinblick auf ihren Zweck und ihr Konstruktionsmaterial, als eine sehr wohl- gelungene angesehen werden; durch die tief herab- gezogene, geschwungene Dach- fläche wird eine ästhetisch durch- aus befriedigende Umrißlinie geschaffen, während die Längs- wände die Einteilung der Halle durch die Binder — in deren Betonung durch heraus tretende Pfeiler — gut erkennen lassen. Die Pfeiler wie der kräftige Ge- bäudesockel sollten grob ge- stockte Bearbeitung, die Wand- flächen raue Putzbehandlung zeigen. Um die Dachfläche nicht zu unruhig zu machen und zu stark zu zerteilen, sind die sattelförmigen Oberlichter nur in jedem zweiten Felde, hier aber in entsprechender Größe, angeordnet. Einen besonderen Schmuck erhalten nur die Portale sowie die Torkammerecktürme,

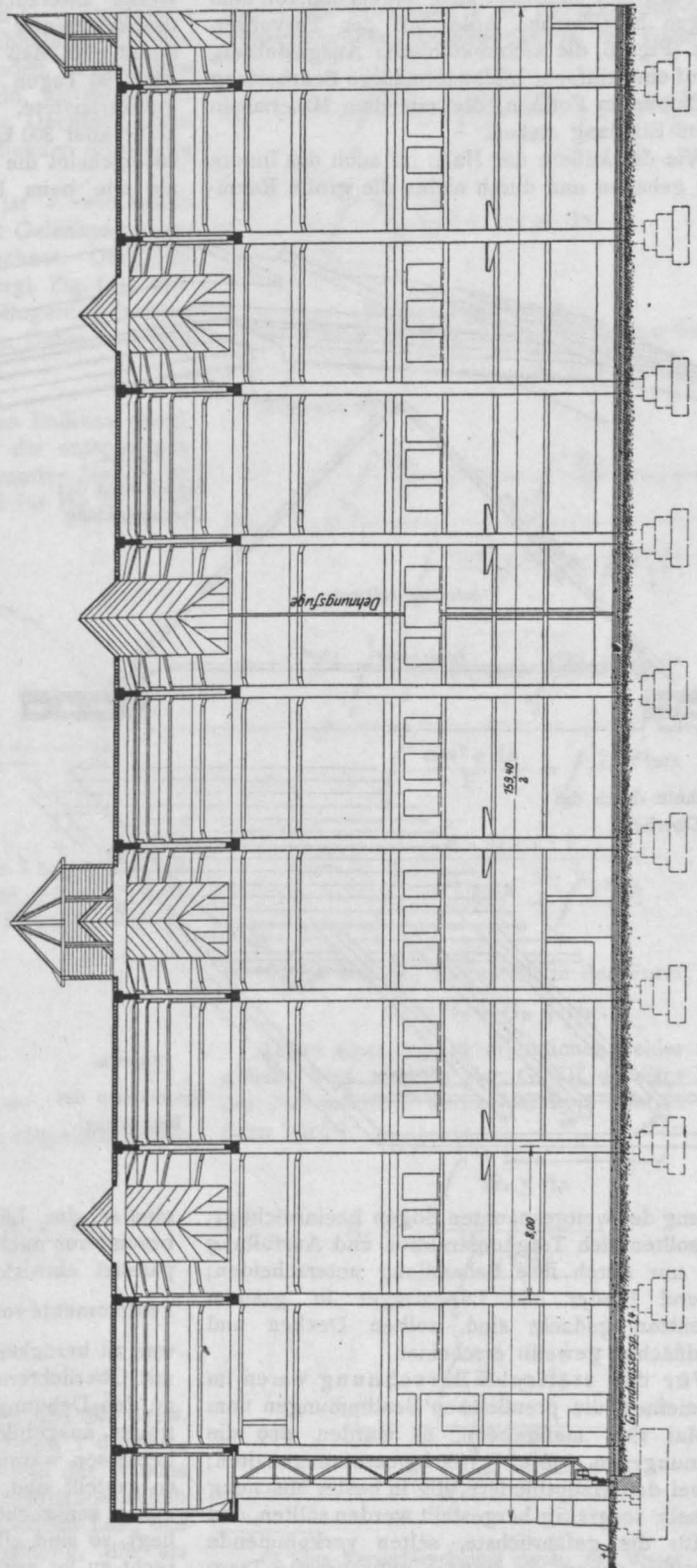


Fig. 5. Längsschnitt durch die Halle. 1:400.

aber auch hier erstreckt sich, abgesehen von dem farbigen heraldischen Adler auf der Torvorderfläche (Fig. 2), die architektonische Ausgestaltung nur auf eine einfache bildhauermäßige Bearbeitung des Betons in Formen, die mit dem Material in bestem Einklang stehen.

Wie das Äußere der Halle ist auch das Innere ruhig gehalten und durch nichts die große Raum-

werke untersucht waren, erschien eine Beton- druckspannung von 70 kg/qcm als zulässig. Bedenkt man, daß die vorgesehene Mischung bereits nach 90 Tagen eine Festigkeit über 250 kg/qcm gewährleistete, zur Zeit der Fertigstellung der Halle aber 300 kg/qcm überschritten haben dürfte, so erscheint die Sicherheit immerhin noch größer als wie beim Eisen, für das 1400kg/qcm (bei

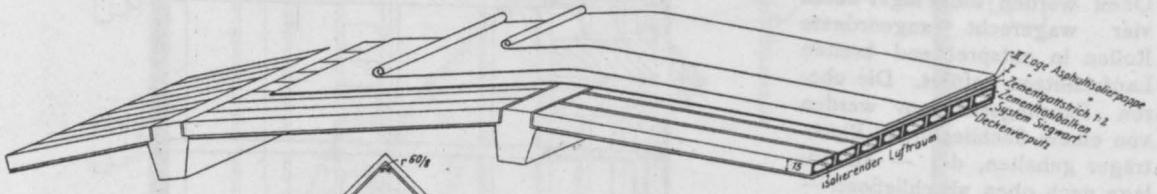


Fig. 6 a.
Einzelheiten der
Dachausbildung.

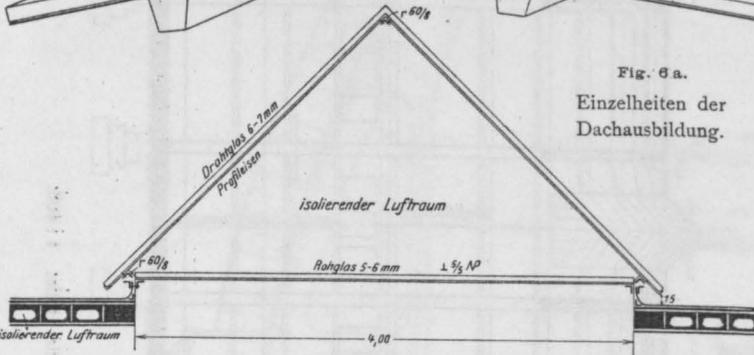


Fig. 7.

Querschnitt durch das
Oberlicht.

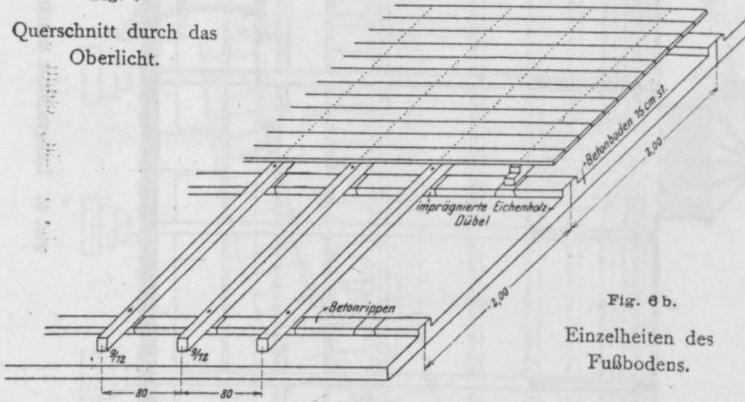


Fig. 6 b.
Einzelheiten des
Fußbodens.

einer reinen Eisenkonstruktion) zugelassen waren. — Aus der statischen Berechnung selbst seien die folgenden Einzelheiten mitgeteilt. —

Die Elemente der Dachhaut (die Siegwart-Balken) wurden, nachdem ihre Nulllinie auf graphischem Wege bestimmt ist, als Träger auf 2 Stützen — den Längsträgern — berechnet. Als Belastung wurde in Rechnung gestellt: die senkrechte Seitenkraft des Windes, Schneelast und Eigengewicht. Die Längsträger hätten infolge ihres kräftigen Voutenanschlusses an die Binder, sowie wegen deren bedeutenden Abmessungen und Massen, die eine Verdrehung der Anschlußquerschnitte der Längsträger ausschließen, wohl als vollkommen eingespannt, d. h. nach einem Mittelmomente von $\frac{gl^2}{24}$ berechnet werden können;

wirkung der weitgespannten Bögen beeinträchtigt; hier sollten sich Tragkonstruktion und Ausfüllung auch nur durch ihre Behandlung unterscheiden; während Binder und Längsträger in grauem Zementton gedacht sind, sollten Decken und Wandflächen geweißt erscheinen.

Für die statische Berechnung waren im allgemeinen die preussischen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 maßgebend, es wurden also die Spannungen $\sigma_b \leq 40$, $\sigma_e \leq 1000$ kg/qcm innegehalten; nur bei den Hauptbindern, die in bester Mischung und sehr sorgfältig hergestellt werden sollten, und die für die gefährlichste, selten vorkommende Belastung genau als statisch unbestimmte Trag-

glieder der Längsversteifung der Halle — insbesondere auch bei dem zu deren Achsen parallel einwirkenden Winde, ist nur mit einem Feldmomente von $\frac{gl^2}{18}$ gerechnet worden. Zudem war zu berücksichtigen, daß in den Binderfeldern mit Oberlichtern ein Teil der Längsträger, desgl. an den Dehnungsfugen alle Längsbalken als Kragträger ausgebildet und demgemäß als solche zu bemessen waren. Da die Längsträger konstruktiv so gestellt sind, daß ihre senkrechte Symmetrieachse senkrecht zur Tangente an die Dachlinie liegt, so sind alle Kräfte nach letzterer und senkrecht zu ihr zerlegt und für beide Belastungsteile

die Momente und die von ihnen hervorgerufenen Spannungen gebildet und schließlich letztere addiert. Die wirklich auftretenden Spannungen werden tatsächlich geringer sein, als die so gefundenen, weil die versteifende Dachhaut einen Teil des in ihre Richtung entfallenden Momentes aufnehmen wird. —

Der normale Hallenbinder ist — wie vorerwähnt — als Bogenbinder mit 2 Gelenken ausgebildet und auch als solcher berechnet. Der Querschnitt des Bogens zeigt — vergl. Fig. 4 — eine I-Form, welche im mittleren Bogenteil (wegen Auflösung des Bogens in einen Unter- u. Obergurt) durchbrochen ist.

Bezeichnet man mit:

\mathfrak{M} das Moment des einfachen Balkens, desgl. \mathfrak{N} seine Normalkraft, M und N die entsprechenden Größen am statisch unbestimmten Bogen, m' und n' Moment und Normalkraft für $H_0 = 1$, y die

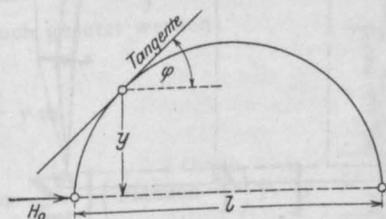


Fig. 8.

Ordinate der Bogenlinie, ds das Längenelement, w die Wärmeänderungszahl für 1°C , t die Wärmegrade (in $^\circ \text{C}$), I das Trägheitsmoment, so ist Fig. 8:

$$\begin{aligned} \text{für } H_0 = 1: \\ m' &= -y \\ n' &= +\cos \varphi \\ M &= \mathfrak{M} - H_0 y \\ N &= \mathfrak{N} + H_0 \cos \varphi. \end{aligned}$$

Als dann wird die Arbeit der virtuellen Kräfte bei festen Widerlagern:

$$\begin{aligned} \text{I) } 0 &= \int_0^1 \frac{M \cdot m' ds}{E \cdot J} + \int_0^1 \frac{N \cdot n' ds}{E \cdot F} \\ &\pm \int_0^1 w t n' ds \end{aligned}$$

Werden \mathfrak{M} und \mathfrak{N} noch in \mathfrak{M}_v und \mathfrak{M}_w bezw. \mathfrak{N}_v und \mathfrak{N}_w zerlegt, wobei der Index v den Einfluß der senkrechten Kräfte, w den des Windes bezeichnen, so erhält man den Horizontalschub gesondert für den Einfluß der ruhenden Last, des Windes und der Temperaturerhöhung, die als gleichmäßig angenommen ist. Es geht alsdann

die obige Gleichung I bei Berücksichtigung der voranstehenden Beziehungen in die Form über:

$$\begin{aligned} \text{II) } 0 &= -\int_0^1 \frac{(\mathfrak{M}_v + \mathfrak{M}_w) y ds}{E \cdot J} + H_0 \int_0^1 \frac{y^2 ds}{E \cdot J} \\ &+ \int_0^1 \frac{\mathfrak{N}_v + \mathfrak{N}_w}{E \cdot F} \cos \varphi \cdot ds \\ &+ H_0 \int_0^1 \frac{\cos^2 \varphi ds}{E \cdot F} \mp \int_0^1 w t \cos \varphi ds \end{aligned}$$

Hieraus folgt:

$$\begin{aligned} \text{III) } H_0 &= \frac{\int_0^1 \frac{\mathfrak{M}_v}{J} y ds - \int_0^1 \frac{\mathfrak{N}_v}{F} \cos \varphi ds}{\int_0^1 \frac{\cos^2 \varphi ds}{F} + \int_0^1 \frac{y^2 ds}{J}} \\ &+ \frac{\int_0^1 \frac{\mathfrak{M}_w}{J} y ds - \int_0^1 \frac{\mathfrak{N}_w \cos \varphi ds}{F}}{\int_0^1 \frac{\cos^2 \varphi ds}{F} + \int_0^1 \frac{y^2 ds}{J}} \\ &\pm \frac{E \cdot w \cdot t \cdot l}{\int_0^1 \frac{\cos^2 \varphi ds}{J} + \int_0^1 \frac{y^2 ds}{J}} \end{aligned}$$

Es ist also H_0 dargestellt in der Form:

$$H_0 = H_v + H_w + H_t.$$

Ohne einen irgend erheblichen Fehler zu begehen, wird man in der Gl. III die Einwirkung der Normalkräfte vernachlässigen können*); alsdann wird:

$$\begin{aligned} H_v &= \frac{\int_0^1 \mathfrak{M}_v y ds}{\int_0^1 \frac{y^2 ds}{J}} \\ H_w &= \frac{\int_0^1 \mathfrak{M}_w y ds}{\int_0^1 \frac{y^2 ds}{J}} \end{aligned}$$

*) Eine Versuchsrechnung ergab, daß dieser Einfluß hier noch nicht 0,1 % ausmacht.

$$H_t = \pm \frac{E \cdot w \cdot t \cdot l}{\int_0^l \frac{y^2 ds}{J}}$$

M_v wird hervorgerufen durch die senkrecht wirkenden Kräfte: Das Eigengewicht des Binders, das Gewicht der Dachkonstruktion einschli; der Längsträger, der durchgehenden I-Eisen für die Laufkatzen und deren Belastung.

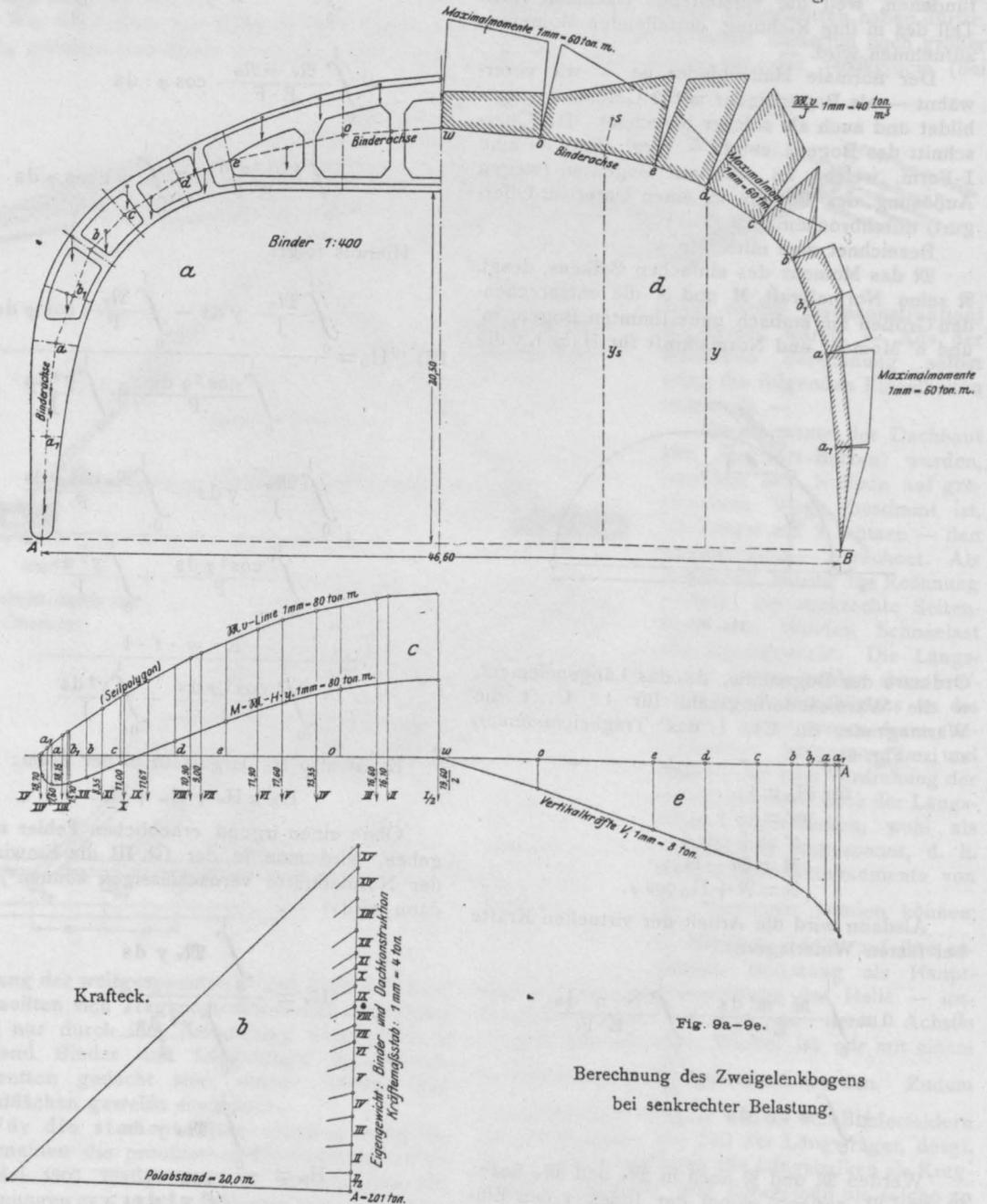


Fig. 9a-9e.

Berechnung des Zweigelenkbogens bei senkrechter Belastung.

Um diese Gleichungen aufzulösen, sind zunächst die Größen M_v und M_w zu ermitteln, zu deren Auffindung die Aufstellung der Belastungen notwendig ist.

Mit den betr. Lasten ist in Fig. 9 a-c die Momentenlinie für den einfachen Balken (und zwar auf eine Hälfte dieses ausgedehnt) gezeichnet. Hierzu dient das Krafteck in Fig. 9 b und das aus

ihm entwickelte Seileck (M_v -Linie) in Fig. 9 c. Alsdann sind für die gewählten Bogenquerschnitte $a_1, a, b_1, b, c, d, e, o$ und w in Fig. 9 d die Größe von M_v auf der Bogenachse — gleichsam als Belastungsfläche — aufgetragen und aus ihnen $\frac{M_v}{J}$ -Flächen abgeleitet und in Fig. 9 d durch Schraffur herausgehoben.

Da man ferner das obige Zählerintegral in der Form:

$$\int \frac{M y}{J} ds = \int \left(\frac{M}{J} \right) y ds$$

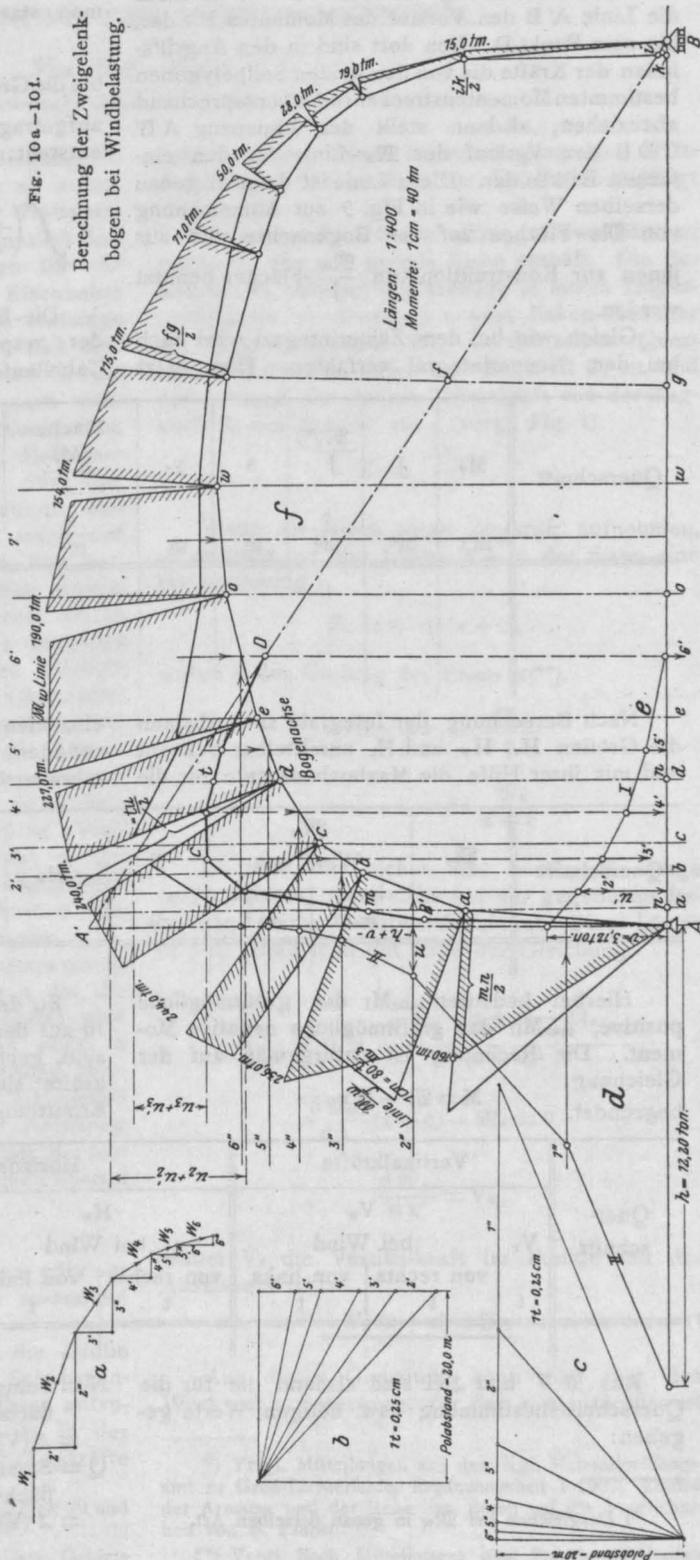
schreiben kann, worin $\int \frac{M}{J} ds$ die Fläche der Größe $\frac{M}{J}$ darstellt, so kann auch gesetzt werden:

$$\int_0^1 \frac{M}{J} y ds = \sum_0^1 \left[\left(\text{Flächen } \frac{M}{J} \right) y_s \right],$$

worin y_s die Bogenordinate, welche zum Schwerpunkte der betreffenden $\frac{M}{J}$ -Fläche gehört, darstellt (vgl. Fig. 9 d).

Es wird kein erheblicher Fehler gemacht werden, wenn man bei der Trapez $\frac{M}{J}$ -Fläche anstatt den Schwerpunkt genau zu ermitteln für y_s die Ordinate der Mitte der zugehörigen Bogenseite einführt. In gleicher Weise ist in Fig. 10 a—f bezüglich der M_w -Fläche verfahren. Zunächst sind in Fig. 10 a die Windkräfte in ihre wagerechten und senkrechten Seitenkräfte zerlegt und für eine jede Richtung mit Hilfe der Kraftecke b und c die Momentenlinien für den einfachen Balken infolge der senkrechten und wagerechten Seitenkräfte getrennt gezeichnet — vgl. die Seil polygone I und II (Fig. 10 d u. e). Alsdann ergibt sich das Moment in bezug auf Gelenk-

$$M_A = (h + v) \cdot \text{Polabstand.}$$



Macht man in Fig. 10f $AA' = h + v$, so stellt die Linie $A'B$ den Verlauf des Momentes M_w dar, bis zum Punkt D. Von dort sind in den Angriffslinien der Kräfte die von den beiden Seilpolygonen bestimmten Momentenstrecken ($u+u'$) entsprechend abzuziehen; alsdann stellt der Linienzug $AB'CD$ den Verlauf der M_w -Linie für den einfachen Balken dar. Diese Linie ist dann in genau derselben Weise wie in Fig. 9 zur Aufzeichnung von M_w -Flächen auf der Bogenachse und aus ihnen zur Konstruktion von $\frac{M_w}{J}$ -Flächen benutzt werden.

Gleich wie bei dem Zählerintegral wird auch bei dem Nennerintegral verfahren. Hier setzt

man statt $\int \frac{y^2 ds}{J}$ $\int \left(\frac{y}{J}\right) y ds$; es sind hier

bei die Größen $\frac{y}{J}$ als Ordinaten zur Bogenachse aufgetragen gedacht, sodaß auch hier die Form entsteht:

$$\int_0^1 \left(\frac{y}{J}\right) y ds = \sum_0^1 \left[\left(\text{Flächen} \frac{y}{J} \right) \cdot y_s \right].$$

Die Berechnung im einzelnen wird auf Grund der graphischen Ermittlungen zweckmäßig in Tabellenform ausgeführt:

Querschnitt	M_v	J	$\frac{M_v^*}{J}$	s	y_s	Fläche $\frac{M_v}{J}$	$\frac{M_v}{J} y_s$	y	$\frac{y}{J}$	Fläche $\left(\frac{y}{J} ds\right) y_s$
	m t	m ⁴	$\frac{t}{m^3}$	m	m	$\frac{t}{m^2}$	$\frac{t}{m}$	m	$\frac{1}{m^3}$	$\frac{1}{m}$
						$\sum_0^1 = \dots$				$\sum_0^1 = \dots$

Nach Berechnung der Integrale sind alsdann die Größen H_v , H_w und H_t unmittelbar bekannt und mit ihrer Hilfe die Maximalmomente für die

einzelnen angenommenen Querschnitte leicht aufzufinden: auch diese Ermittlung wird zweckmäßig tabellarisch durchgeführt:

Querschnitt	M_v	M_w		y	$-H_v y$	$-H_w y$	$\pm H_t y$	$\max M_I$	$\max M_{II}$
		Wind von links	rechts						
	m t	m t	m t	m				m t	m t

Hierbei bedeutet $\max M_I$ das größtmögliche positive, $\max M_{II}$ das größtmögliche negative Moment. Die Rechnung ist naturgemäß auf der Gleichung:
 $M = M - H y$
begründet.

Zu den Größtmomenten, welche in Fig. 9 und 10 auf der Bogenachse als Grundlinie aufgetragen sind, gehören schließlich Normal- und Horizontalkräfte; sie seien mit ΣV und ΣH bezeichnet. Ihre Ermittlung erfolgt wieder tabellarisch:

Querschnitt	Vertikalkräfte			Horizontalkräfte				Zum maßgebenden Maximalmoment gehören:	
	V_v	V_w bei Wind		H_w bei Wind		H_v	H_t		
		von rechts	von links	von rechts	von links				
	t	t	t	t	t	t	t	t	t

Aus ΣV und ΣH sind alsdann die für die Querschnittsbestimmung usw. nötigen Werte gegeben:

- N = Summe aller Kräfte normal zur Querschnittsfläche:
 $= \Sigma (V) \sin \varphi + \Sigma (H) \cos \varphi.$
- Q = Summe aller Kräfte parallel zur Querschnittsfläche:
 $= \Sigma (V) \cos \varphi - \Sigma (H) \sin \varphi.$

*) Desgleichen bei M_w in genau derselben Art.

DIE BERECHNUNG DER HAFTSPANNUNGEN.

Von Prof. Hager,

Technische Hochschule München.

Es ist häufig schwierig, die auf Biegung beanspruchten Eisenbetonkonstruktionen so auszubilden, daß der zulässige Wert der Haftspannungen nicht überschritten wird. Bekanntlich darf nach den preußischen „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ die Haftspannung die zulässige Schubspannung nicht überschreiten, so daß also hiernach die Haftspannung als äußerste Grenze in der Regel nur 4,5 kg/qcm erreichen darf, während die „vorläufigen Leitsätze für Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten“ Haftspannungen bis zu 7,5 kg/qcm gestatten. Die Versuche von Bach*) lassen deutlich erkennen, daß 7,5 kg/qcm ein viel zu großer Wert wäre, der nicht dem sonst im Bauwesen üblichen und notwendigen Sicherheitsgrade entsprechen würde. Für sehr naß verarbeiteten (gegossenen) Beton sollte sogar der Wert 4,5 kg/qcm noch ermäßigt werden, wenn nicht durch besondere Vorkehrungen für eine Vergrößerung des Gleitwiderstandes Sorge getragen ist**). Es wäre daher ungerechtfertigt, der Schwierigkeit, der die Einhaltung einer als richtig erkannten Haftspannungsgrenze begegnet, dadurch entgehen zu wollen, daß man diese Grenze wieder hinaufrückt. Vielmehr muß man nach Mitteln suchen, die es gestatten, durch einfache und billige Konstruktionsanordnung mit einer genügenden Sicherheit bietenden Haftspannungsgrenze auszukommen,

Wohl das einfachste Mittel, die Haftspannung bei gegebener Haftkraft zu ermäßigen, ist die Vergrößerung der Haftlänge. Dieses Mittel wird öfters unbewußt angewendet, kann aber in der Berechnung so lange nicht zur Geltung kommen, als die Haftspannung aus der Schubspannung abgeleitet wird. Diese Art der Ableitung führt auch zu dem Zweifel, ob bei der Berechnung der Haftspannung nach der üblichen Formel

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{u}$$

für u der Umfang nur der geraden Eisen- oder der geraden und aufgebogenen Eisen zusammen zu rechnen sei.

Es dürfte logisch richtiger sein, die Größe der Haftspannungen nicht aus den Schubspannungen, sondern aus den von den Eisen aufzunehmenden Zugkräften zu berechnen, da ja der Gleitwiderstand die Eisen erst befähigt, Zugkräfte

aufzunehmen. Diese Berechnungsart der Haftspannungen hat auch schon Dr. Probst bedingt angeregt*).

Es sei ein Eisenbetonbalken auf zwei Stützen gegeben, der nur gerade Eisen enthält. Die Belastung sei beliebig und erzeuge in einem Trägerquerschnitt im Abstände x vom linken Auflager ein Biegemoment M_x . In demselben Querschnitt falle dem Eisen eine Zugkraft Z_x zu, und der Abstand der inneren Druckkraft von der Zugkraft Z_x des Trägers sei e (vergl. Fig. 1).

$$Z_x = \frac{M_x}{e}$$

Wenn die Eisen diese Zugkraft aufnehmen, so entsteht auf der Länge (x + c) der Eisen eine Haftspannung τ_1 .

$$Z_x = \tau_1 \cdot u \cdot (x + c),$$

wobei u der Umfang der Eisen ist**).

$$\tau_1 \cdot u \cdot (x + c) = \frac{M_x}{e}$$

$$\tau_1 \cdot e = \frac{M_x}{x + c}$$

Es wird nun sicher eine bestimmte Länge (x + c) geben, für welche bei der gegebenen Belastung τ_1 einen Größtwerth annimmt. Diese Länge (x + c) erhält man mit Hilfe der Gleichung

$$\frac{d \tau_1}{d x} = 0 = \frac{\frac{d M_x}{d x} (x + c) - M_x}{(x + c)^2}$$

$$\frac{d M_x}{d x} (x + c) - M_x = 0$$

$$\frac{d M_x}{d x} = V_x,$$

wobei V_x die Vertikalkraft im Punkte mit der Abszisse x ist.

$$V_x (x + c) = M_x \dots \dots \dots (1)$$

Aus dieser Gleichung kann man nun den Wert $x = x_0$ berechnen, für den τ_1 ein Größtwerth

*) Vergl. Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde, Ergänzungsheft I 1907, Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit von E. Probst.

***) Vergl. Bach, Mitteilungen über Forschungsarbeiten Heft 39 S. 19.

*) Mitteilungen über Forschungsarbeiten Heft 39 und 45 bis 47.

**) v. Emperger, Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons Heft III.

wird, während man diesen Größtwert selbst findet zu:

$$\tau_1 = \frac{M_{x_0}}{u \cdot e (x_0 + c)} = \frac{V_{x_0}}{u \cdot e} \dots \dots (2)$$

Die Gleichung 2 zeigt, daß die seither übliche Gleichung für die Haftspannung nur für den Sonderfall $c = 0$ gültig ist, weil dann auch $x_0 = 0$ wird.

Die Rechnungsergebnisse lassen sich noch besser veranschaulichen, wenn man sie bildlich darstellt (vergl. Fig. 1):

$$Z_{x_0} = \tau_1 \cdot u (x_0 + c)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{Z_{x_0}}{x_0 + c} = \tau_1 \cdot u.$$

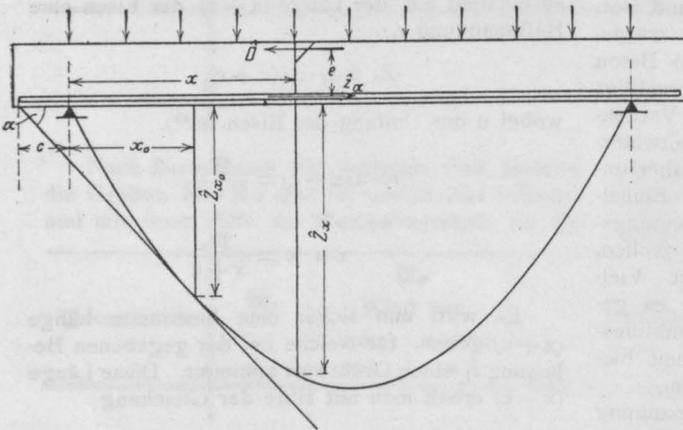


Fig. 1.

Aus der Abbildung ist zu ersehen, daß x_0 die Abszisse des Berührungspunktes einer Tangente vom Endpunkte der Eisen aus an die Kurve ist, deren Ordinaten die Zugkräfte Z_x in jedem Trägerquerschnitt darstellen.

Würde der Träger veränderliche Lasten zu tragen haben, so wäre zunächst die Maximalmomentenlinie zu zeichnen und an diese die Tangente zu legen, um die für die Haftspannung ungünstige Haftlänge $(x_0 + c)$ zu finden.

Sind die Eisen teilweise hochgezogen, so kann nur der Umfang derjenigen Eisen in Rechnung gezogen werden, welche sich bei $x = x_0$ noch in der Zugzone befinden und an der Zugkraft Z_{x_0} teilnehmen. Dabei ist es gleichgültig, ob sie gerade bleiben oder teils hochgezogen werden (vergl. Fig. 2).

Diejenigen Eisen aber, welche bei $x = x_0$ die Zugzone bereits verlassen haben, dürfen bei der Berechnung von $\tau_{1\max}$ nicht berücksichtigt werden.

Nach den Versuchen von Bach*) wirken die Haken an den Enden der Eisen auf den Gleitwiderstand der Eisen so ein, als wenn das Eisen um die Hakenlänge verlängert wäre. Man kann sich daher zur Bestimmung der Länge c den Haken gerade gebogen denken (Fig. 3).

Die hochgezogenen Eisen und die geraden Eisen werden nun vom Punkte bei x_0 bis zu ihrem Ende nicht immer gleich lang sein, während in den entwickelten Formeln gleich lange Eisen vorausgesetzt worden sind. Man rechnet für ungleich lange Eisen jedenfalls sicher, wenn man die Länge $(x_0 + c)$ der kürzesten Eisen in die Rechnung einführt und die Mehrlänge der längeren Eisen vernachlässigt.

Aus der Fig. 2 ist zu ersehen, daß auch zuweilen ein Teil der aufgebogenen Eisen bei der Berechnung von $\tau_{1\max}$ nach Gleichung (2) noch

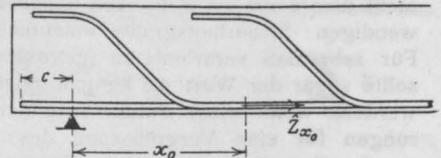


Fig. 2.

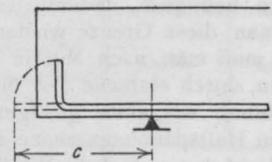


Fig. 3.

nicht betrachtet werden kann. Damit nun auch für diese Eisen die zulässige Haftspannung nicht überschritten wird, müssen sie von der Abbiegungsstelle an noch mit einer ausreichenden Haftlänge l_h in den Beton eingebunden sein (vgl. Fig. 4).

Bezeichnet man an der Abbiegungsstelle die Eisenzugspannung mit σ_e , so ist:

$$\sigma_e \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} = \tau_1 \cdot d \cdot \pi \cdot l_h$$

$$l_h = d \cdot \frac{\sigma_e}{4 \cdot \tau_1} \dots \dots \dots (3)$$

Da nun an der Aufbiegungsstelle die Zugfestigkeit der Eisen nicht mehr ganz ausgenutzt werden kann, so wird man sehr sicher rechnen, wenn man $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ und für $\tau_1 = 4,5 \text{ kg/qcm}$

*) Mitteilungen über Forscherarbeiten Heft 45 bis 47 S. 145.

setzt, d. h. wenn man $l_h = 55 \cdot d$ macht, wobei die Haken für die Haftlänge mitgemessen werden dürfen*).

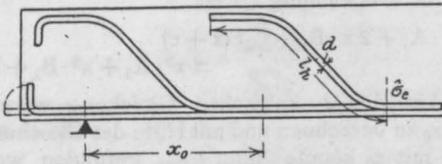


Fig. 4.

Sonderfälle.

1. Eine gleichmäßig verteilte, ruhende Belastung von p kg/cm. Stützweite l cm.

$$V_x = \frac{p \cdot l}{2} - p \cdot x; \quad M_x = \frac{p \cdot x}{2} (l - x).$$

Nach Gleichung (1) ist:

$$\begin{aligned} (l - 2x)(x + c) &= x(l - x) \\ x^2 - 2c \cdot x &= cl \\ x_0 &= -c + \sqrt{c^2 + cl} \dots \dots \dots (4) \end{aligned}$$

Wenn y und y' Verhältniszahlen bedeuten, ist

$$\begin{aligned} c &= y \cdot l \text{ und } x = l(-y + \sqrt{y^2 + \gamma}) \\ y' &= -y + \sqrt{y^2 + \gamma}; \quad x_0 = y' \cdot l \end{aligned}$$

Nach Gleichung (2) ist

$$\tau_1 = \frac{p \cdot l - 2x_0}{2u \cdot 2e} = \frac{p \cdot l (1 - 2y')}{2ue} \dots \dots (5)$$

2. Eine gleichmäßig verteilte ruhende Belastung mit p kg/cm und einige ruhende Einzellasten außerhalb der Strecke x_0 ; Stützweite l cm.

Bezeichnet man mit J_P den linken von den Einzellasten hervorgerufenen Stützdruck, so ist nach Gleichung (1):

$$\begin{aligned} \left(\frac{p \cdot l}{2} - p \cdot x + J_P \right) (x + c) &= \frac{p \cdot l}{2} x - \frac{p \cdot x^2}{2} J + p \cdot x \\ -\frac{p \cdot x^2}{2} + \frac{p \cdot l}{2} \cdot c - x \cdot p \cdot c + J_P \cdot c &= 0. \\ x^2 + 2c \cdot x &= cl + \frac{J_P}{p} \cdot 2c \end{aligned}$$

$$x_0 = -c + \sqrt{c^2 + cl + J_P \cdot \frac{2c'}{p}} \dots \dots (6)$$

*) Ist das hochgezogene Eisen in der neutralen Schicht durch schiefe Zugkräfte noch ganz ausgenutzt so ist l_h von der neutralen Schichte an zu messen.

$$c = y \cdot l; \quad x_0 = l \left(-y + \sqrt{y^2 + \gamma + \frac{2J_P}{p \cdot l} \cdot \gamma} \right)$$

$$y_2 = -y + \sqrt{y^2 + \gamma + \frac{2J_P}{p \cdot l} \cdot \gamma}; \quad x_0 = y_2 \cdot l.$$

Nach Gleichung (2):

$$\tau_1 = \frac{V_{x_0}}{u \cdot e} = \frac{\frac{p \cdot l}{2} - p \cdot x + J_P}{u \cdot e}$$

$$\tau_1 = \frac{p \cdot l (1 - 2y_2) + 2J_P}{2 \cdot u \cdot e} \dots \dots \dots (7)$$

3. Eine gleichmäßig verteilte, ruhende Belastung mit p^0 kg/cm, ein Wagen (oder Straßenwalze) mit zwei Einzellasten P_1 und P_2 und ein Menschengedränge vor und hinter dem Wagen mit p' kg/cm (vgl. Fig. 5).

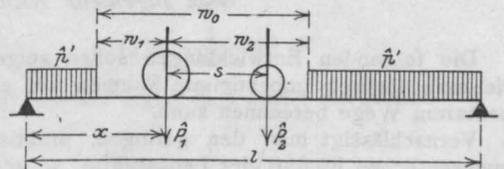


Fig. 5.

Solange $x > w_1$ ist, ergibt sich:

$$\begin{aligned} M_x &= x^2 \cdot \frac{1}{2l} (p' \cdot w_2 - p^0 \cdot l - p' \cdot l - 2P_1 - 2P_2) \\ &+ \frac{x}{2l} (p' \cdot w_1^2 - p' \cdot w_1 \cdot 2l + P_1 \cdot 2l + P_2 \cdot 2l - 2P_2 \cdot s \\ &+ p' \cdot l^2 - p' \cdot w_2 \cdot 2l + p' \cdot w_2^2 + p_0 \cdot l^2) + p' \cdot \frac{w_2^3}{2} \end{aligned}$$

oder allgemein dargestellt:

$$\begin{aligned} M_x &= x^2 \cdot A + x \cdot B + C \\ V_x &= 2 \cdot x \cdot A + B. \end{aligned}$$

Nach Gleichung (1) ist

$$\begin{aligned} (2x \cdot A + B)(x + c) &= x^2 \cdot A + x \cdot B + C \\ x^2 \cdot A + 2 \cdot x \cdot A \cdot c + B \cdot c &= C \\ x^2 + 2x \cdot c &= \frac{C}{A} - \frac{B \cdot c}{A} \end{aligned}$$

Ruf

$$x_0 = -c + \sqrt{c^2 + \frac{C}{A} - \frac{B \cdot c}{A}} \dots \dots (8)$$

und für die Vertikalkraft

$$V_x = 3x^2 \cdot A_1 + 2x \cdot B_1 + C_1.$$

Nach Gleichung (1) ist

$$(3x^2 \cdot A_1 + 2x \cdot B_1 + C_1)(x + c)$$

$$= x^3 \cdot A_1 + x^2 \cdot B_1 + x \cdot C_1.$$

Aus dieser kubischen Gleichung wäre nun $x = x_0$ zu berechnen und mit Hilfe der Gleichung (2) und mit x_0 könnte dann τ_{1max} gefunden werden.

Es wird aber für praktische Fälle selten erforderlich sein, die umständliche Berechnung durchzuführen. Für die Berechnung von τ_1 ist es auch bei $x_0 < w_1$ hinreichend genau, als Gleichung der Maximalmomentenlinie die Gleichung $M_x = x^2 \cdot A + x \cdot B + C$ beizubehalten. Wenn man sich mit dieser Annäherung begnügt, kann auch für $x_0 < w_1$ die größte Haftspannung τ_1 nach der Gleichung (9) berechnet werden.

$$c = \gamma \cdot l; x_0 = l \left(-\gamma + \sqrt{\gamma^2 + \frac{C}{A l^2} - \frac{B}{A \cdot l} \cdot \gamma} \right)$$

$$\gamma_3 = -\gamma + \sqrt{\gamma^2 + \frac{C}{A l^2} - \frac{B}{A l} \cdot \gamma}$$

$$x_0 = \gamma_3 \cdot l.$$

Nach Gleichung (2) ist

$$\tau_1 = \frac{V_{x_0}}{u \cdot e} = \frac{B + 2\gamma_3 \cdot l \cdot A}{u \cdot e} \dots \dots (9)$$

Für den Fall $x < w_1$ erhält man für die Momentenlinie eine Gleichung dritten Grades von der Form

$$M_x = x^3 \cdot A_1 + x^2 \cdot B_1 + x \cdot C_1$$

BERECHNUNG STATISCH UNBESTIMMTER RAHMENDÄCHER AUF ELEMENTAREM WEGE.

Von Ingenieur Richard Wagner (Wiesbaden).

Die folgenden Entwicklungen sollen zeigen, wie man statisch unbestimmte Rahmen auf elementarem Wege berechnen kann.

Vernachlässigt man den geringen, praktisch unwesentlichen Einfluß der Längskräfte, so muß die überzählige X eines einfach statisch unbestimmten Rahmens allgemein der folgenden Bedingung genügen:

$$\int_0^b \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\partial M}{\partial X} ds = 0 \dots \dots (1)$$

Führt man den allgemeinen Wert von M mit

$$M = M_0 - Xy \dots \dots (2)$$

und die partielle Ableitung desselben nach X mit

$$\frac{\partial M}{\partial X} = -y$$

ein, so ergibt sich obige Gleichung (1) in folgender Form:

$$-\int_0^b \frac{M_0}{EJ} y ds + X \int_0^b \frac{y^2}{EJ} ds = 0 \dots (2a)$$

oder

$$X = \frac{\int_0^b \frac{M_0 y}{EJ} ds}{\int_0^b \frac{y^2}{EJ} ds} \dots \dots (3)$$

In den vorstehenden Gleichungen ist das Summenzeichen der höheren Mathematik angewandt. Da nun der Zweck der Abhandlung ist, möglichst elementare Gleichungen zu schaffen, so kann, wenn man den unendlich kleinen Elementen Δs endliche Werte Δs erteilt, auch das nachstehende Zeichen angewendet werden, welches ebenfalls ein Summenzeichen ist und besagt, daß mehrere Ausdrücke von der unter ihm stehenden Form zu addieren sind. Es folgt dann mit diesem Zeichen

$$X = \frac{\sum \frac{M_0 \Delta s}{EJ} y}{\sum \frac{y^2 \Delta s}{EJ}} \dots \dots (4)$$

Setzt man weiter

$$M_0 \Delta s = F$$

und

$$\frac{y^2 \Delta s}{EJ} = T_x,$$

so geht Gleichung (4) über in

$$X = \frac{\sum F y}{\sum T_x} \dots \dots (5)$$

Der Elastizitätsmodul E kann der Einfachheit halber gleich 1 gesetzt werden, da er, wenn es sich nicht um Temperatureinflüsse handelt, ohne Einfluß auf die Ermittlung der überzähligen X ist.

Aus Gleichung (5) erhält man dann schließlich die einfache Grundgleichung, welche unseren Ermittlungen zugrunde liegen soll:

$$X = \frac{\sum \frac{Fy}{J}}{\sum T_x} \dots \dots \dots (6)$$

worin dann

$$T_x = \frac{y^2 \Delta s}{J}$$

bedeutet.

Die letztere Gleichung auf das nebenstehende Beispiel 1 angewandt, ergibt

$$X = \frac{(F_0 y_0 + F_1 y_1) \frac{1}{J}}{\sum T_x} \dots \dots \dots (7)$$

Wählt man ein Koordinatensystem, mit dem Anfangspunkt im linken Auflager A, und macht

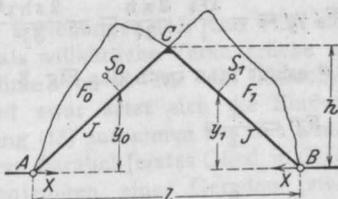


Fig. 1.

man das Stabsystem durch Einfügen eines festen Lagers im Punkt A und eines beweglichen im Punkt B statisch bestimmt, so läßt sich der Zähler in Gleichung (3) folgend deuten:

Bedeutet $M_0 ds$ das dem Stabteilchen ds zugehörige Flächenelement der M_0 -Fläche des statisch bestimmten Balkens \overline{AB} , so ist dieses mit der dem Element entsprechenden Ordinate y des Stabzuges zu multiplizieren, und man erhält, abgesehen von EJ , den unter dem Integralzeichen des Zählers stehenden Wert $M_0 y ds$.

Das Integralzeichen besagt nun, daß dieses Produkt über die ganze Länge der Stabachse eines Systemes zu bilden ist.

Der Zähler in Gleichung (4) besagt dasselbe wie derjenige von Gleichung (3), mit dem Unterschiede, daß hier das elementare Summenzeichen angewandt ist, während bei Gleichung (3) das Summenzeichen der höheren Mathematik in Anwendung kommt.

Ist nun F_0 nach Gleichung (7) die einem Stabteil zugehörige M_0 -Fläche, so ist dieselbe mit der dem Fußpunkt des Schwerpunktes der M_0 -Fläche auf der Stabachse zugehörigen Ordinate y_0 des Stabzuges zu multiplizieren (s. Fig. 1). Dasselbe ist für alle anderen M_0 -Teilflächen eines Systemes vorzunehmen; durch Addition erhält man dann schließlich den Wert des Zählers.

Der Divisor J im Zähler der Gleichung (7) bedeutet das Trägheitsmoment für den Querschnitt eines bestimmten Stabteiles.

Der Nenner in den Gleichungen für X entspricht, wenn man mit $\frac{\Delta s}{EJ}$ das elastische Gewicht eines Stabelementes bezeichnet, dem Trägheitsmoment des elastischen Gewichtes eines ganzen Systemes in bezug auf die x -Achse, wobei, wie bereits gesagt, der Elastizitätsmodul E der Einfachheit halber gewöhnlich gleich 1 gesetzt wird.

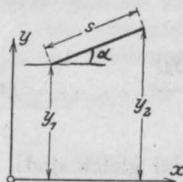


Fig. 2.

Das Trägheitsmoment eines beliebigen Stabes nach Fig. 2 in bezug auf die x -Achse des angedeuteten Koordinatensystemes läßt sich

auf folgende Art und Weise bestimmen:

Das Trägheitsmoment eines Stabelementes ist bekanntlich

$$dT_x = \frac{ds y^2}{J}$$

oder mit

$$ds = \frac{dy}{\sin \alpha}$$

$$dT_x = \frac{1}{J \sin \alpha} dy y^2$$

Hieraus ergibt sich durch Integration

$$T_x = \frac{1}{J \sin \alpha} \int_{y_1}^{y_2} y^2 dy$$

oder

$$T_x = \frac{s}{3J} \left(\frac{y_2^3 - y_1^3}{y_2 - y_1} \right) \dots \dots \dots (8)$$

oder auch in folgender Form:

$$T_x = \frac{s}{3J} (y_2^2 + y_2 y_1 + y_1^2) \dots \dots \dots (9)$$

Ist nach Beispiel 1 $y_1 = 0$ und $y_2 = h$, so ergibt sich nach Gleichung (9) für den Stab \overline{AC}

$$T_x = \frac{sh^2}{3J}$$

Da Stab \overline{BC} denselben Beitrag liefert, so erhält man für das ganze System

$$T_x = \frac{2sh^2}{3J}$$

Betrachtet man den Wert T_x näher, so ersieht man leicht, daß derselbe nur von der Form eines Systems, nicht aber von der Belastung desselben abhängig ist, somit also bei allen Belastungsfällen den gleichen Wert annimmt.

Das Vorstehende ist sehr leicht erklärlich, wenn man bedenkt, daß nach Gleichung (2a)

*) Siehe Müller (Breslau): „Neuere Methoden der Festigkeitslehre“, Seite 123.

unser Nenner dem Koeffizienten von X entspricht, dieser somit nach dem Gesetz von den Verschiebungen nichts anderes ist als die horizontale Verschiebung des Punktes A, welche derselbe unter der Einwirkung einer horizontalen Last 1 t erleiden würde, wenn man sich A frei beweglich und den Punkt B festgehalten denkt.

Nach dem Vorhergehenden lautet nun die Gleichung für X für Beispiel 1 bei einer Belastung nach Fig. 3 folgend:

$$X = \frac{1}{J} (F_0 y_0 + F_1 y_1) \dots \dots (10)$$

oder da die Werte von J einander gleich sind:

$$X = \frac{F_0 y_0 + F_1 y_1}{3} \dots \dots (11)$$

Fig. 3.

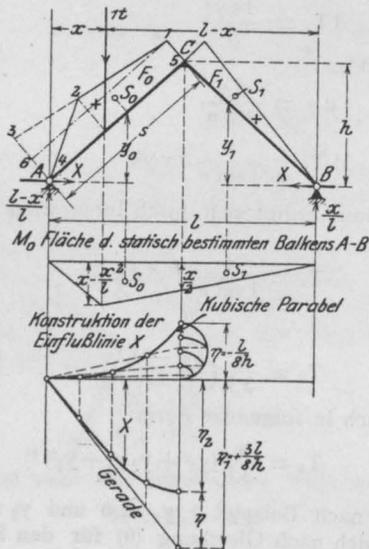


Fig. 4.

Bestimmung des Wertes $F_0 y_0$.

Diesen Wert ermittelt man am einfachsten durch Zerlegen der F_0 -Fläche. Denkt man sich nach Figur 3 die Linie 1 2 verlängert bis zum Schnittpunkt 3 mit der Lotrechten zu s im Punkt A, so ist bekanntlich $\overline{A3}$ gleich x.

Fasst man nun die gesamte Fläche 1, 2, 3, 4, 5 als Momentenfläche auf, so ist der Teil $F_0' = 2, 3, 4$ wieder davon abzuziehen.

Die Fläche 1, 2, 3, 4, 5 zerlegen wir nun in zwei Teile, und zwar in ein Rechteck

$$F_0'' = 1, 6, 4, 5$$

und ein Dreieck

$$F_0''' = 1, 3, 6.$$

Es ergibt sich dann:

$$F_0' = - \frac{x x}{2 \cos \alpha}$$

(Das Minuszeichen ist deshalb zu setzen, weil die Fläche F_0' abzuziehen ist.)

und mit $\cos \alpha = \frac{1}{2s}$

$$F_0' = - \frac{x^2 s}{1}$$

weiter ist

$$m_0' = \frac{x}{3},$$

also

$$y_0' = m_0' \operatorname{tg} \alpha$$

oder mit $\operatorname{tg} \alpha = \frac{2h}{1}$

$$y_0' = \frac{x}{3} \cdot \frac{2h}{1} = \frac{2xh}{31}$$

und somit

$$F_0' y_0' = - \frac{x^2 s}{1} \cdot \frac{2xh}{31} = - \frac{2shx^3}{31^2}$$

Für F_0'' erhält man nach der Fig. 3

$$F_0'' = \frac{x}{2} s$$

und

$$y_0'' = \frac{h}{2}$$

also

$$F_0'' y_0'' = \frac{xs}{2} \cdot \frac{h}{2} = \frac{xsh}{4}$$

Endlich ergibt sich F_0''' zu:

$$F_0''' = \frac{x}{2} \cdot \frac{s}{2} = \frac{xs}{4}$$

und

$$y_0''' = \frac{h}{3}$$

also

$$F_0''' y_0''' = \frac{xsh}{12}$$

Man erhält dann schließlich durch Summieren der einzelnen Ausdrücke

$$F_0 y_0 = F_0' y_0' + F_0'' y_0'' + F_0''' y_0'''$$

und nach Einsetzen der Werte

$$F_0 y_0 = - \frac{2shx^3}{31^2} + \frac{shx}{4} + \frac{shx}{12}$$

oder

$$F_0 y_0 = \frac{shx}{3} \left(- \frac{2x^2}{1^2} + 1 \right)$$

Die Entwicklung von $F_1 y_1$ ist einfacher. Aus der Fig. 4 liest man leicht ab:

$$F_1 = \frac{x}{2} \cdot \frac{s}{2} = \frac{xs}{4}$$

und

$$y_1 = \frac{2}{3} h,$$

somit

$$F_1 y_1 = \frac{s h x}{6}.$$

Durch Einführung dieser Werte in die Gleichung (11) erhält man schließlich

$$X = \frac{\frac{s h x}{3} \left(-\frac{2x^2}{l^2} + 1 \right) + \frac{s h x}{6}}{\frac{2 s h^2}{3}} \dots (11a)$$

oder

$$X = \frac{-\frac{2x^2}{3l^2} + \frac{x}{2}}{\frac{2h}{3}} = \frac{-4x^3 + 3l^2 x}{4h l^2} \dots (12)$$

oder auch in folgender Form:

$$X = -\frac{x^3}{h l^2} + \frac{3x}{4h} \dots (13)$$

Die Gleichungen (12) und (13) stellen, wenn man x als willkürliche Veränderliche auffaßt, die Einflußlinie von X für die lotrechte Last 1 t dar, und zwar setzt sich die Einflußlinie nach Gleichung (13) zusammen aus den Ordinaten einer kubischen Parabel [erstes Glied in Gleichung (13)] und denjenigen einer Geraden [zweites Glied von Gleichung (13)].

Über die geometrische Lage der kubischen Parabel gibt uns folgendes Aufschluß:

Der Scheitel der Parabel liegt da, wo der Differentialquotient von X nach $x = 0$, also nach Gleichung (13) für das erste Glied

$$\frac{dX}{dx} = \frac{3x^2}{h l^2} = 0,$$

dies ist der Fall, wenn $x = 0$, da $\frac{3}{h l^2}$ nicht gleich 0 sein kann. Der Scheitel liegt also im linken Auflagerpunkt.

Für $x = \frac{l}{2}$ ergibt sich die Ordinate der kubischen Parabel nach Gleichung (13) zu

$$\eta = -\frac{1}{8h} \dots (13a)$$

und diejenige der Geraden zu

$$\eta_1 = \frac{3l}{8h} \dots (13b)$$

Die resultierende Ordinate der Einflußlinie bei $\frac{l}{2}$, welche der Scheitelordinate derselben entspricht, ergibt sich dann nach obigem zu folgendem Wert:

$$\eta_2 = \eta_1 - \eta = \frac{3l}{8h} - \frac{1}{8h} = \frac{l}{4h} \dots (14)$$

Die Gleichungen der Einflußlinie liefern nur richtige Werte von X , so lange $x \leq \frac{l}{2}$.

Wie die Einflußlinie leicht graphisch dargestellt werden kann, ist in Fig. 4 gezeigt.

Die Ordinaten der kubischen Parabel sind nach oben, diejenigen der Geraden nach unten abgetragen; durch entsprechendes Abtragen der Parabelordinaten von denen der Geraden, erhält man dann die Einflußlinie für X .

Für eine gleichmäßig verteilte lotrechte Last g ist die M_0 -Fläche eine gemeine Parabel mit der Scheitelordinate bei $x = \frac{l}{2}$

$$M_0 = \frac{g l^2}{8}.$$

Bevor zu der speziellen Berechnung des nebenstehenden Belastungsfalles geschritten wird,

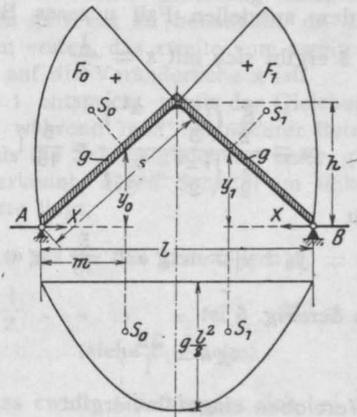


Fig. 5.

sollen zunächst zur Berechnung der Schwerpunktsabstände bei Parabelflächen noch einige hierzu erforderliche, sonst aber allgemeine Werte entwickelt werden.

Der Flächeninhalt einer Parabelfläche von der Strecke 0 bis x ergibt sich für unseren Fall zu

$$F_x = \int_0^x M_0 dx$$

und mit

$$M_0 = \frac{g}{2} (lx - x^2)$$

erhält man

$$F_x = \frac{g}{2} \int_0^x (lx - x^2) dx = \frac{g}{2} \left(\frac{1}{2} lx^2 - \frac{x^3}{3} \right) \dots (15)$$

Nach dieser Formel lassen sich auch alle Zwischenflächen einer Parabel, z. B. von x_1 bis x_2 als Differenz zweier Parabelflächen ermitteln.

Das Gleiche gilt für das statische Moment einer Parabelfläche; es ergibt sich dasselbe für unseren Fall in bezug auf die y-Achse zu

$$S_y = \int_0^x M_0 x \, dx$$

und mit

$$M_0 = \frac{g}{2} (1x - x^2)$$

$$S_y = \frac{g}{2} \int_0^x (1x^2 - x^3) \, dx = \frac{g}{2} \left(\frac{1x^3}{3} - \frac{x^4}{4} \right) \dots (16)$$

Der Schwerpunktsabstand einer bestimmten Parabelfläche in bezug auf die y-Achse unseres Systems ergibt sich dann nach folgender Gleichung:

$$m = \frac{S_y}{F_x} \dots \dots \dots (17)$$

Für den speziellen Fall unseres Beispiels nach Fig. 5 ergibt sich mit $x = \frac{1}{2}$

$$m = \frac{\frac{g}{2} \left(\frac{1x^3}{3} - \frac{x^4}{4} \right)}{\frac{g}{2} \left(\frac{1x^2}{2} - \frac{x^3}{3} \right)} = \frac{5}{16} l$$

und somit

$$y_0 = y_1 = m \, \text{tg} \, \alpha = \frac{5}{16} l \, \text{tg} \, \alpha$$

Nach der Fig. 5 ist

$$\text{tg} \, \alpha = \frac{2h}{l};$$

diesen Wert oben eingeführt ergibt

$$y_0 = y_1 = \frac{5h}{8}.$$

Der Inhalt der halben Parabelfläche F_0 ergibt sich weiter zu

$$F_0 = \frac{g l^2}{8} \cdot \frac{2s}{3} = \frac{g l^2 s}{12}.$$

Es wird also

$$F_0 y_0 = F_1 y_1 = \frac{g l^2 s}{12} \cdot \frac{5h}{8} = \frac{5 g l^2 s h}{96}$$

und somit nach Gleichung (11)

$$X = \frac{2 \cdot \frac{5 g l^2 s h}{96}}{\frac{2 s h^2}{3}}$$

oder

$$X = \frac{5 g l^2}{32 h} \dots \dots \dots (18)$$

Die Ermittlung der Überzähligen für horizontale Belastungen erfolgt ganz analog wie bei lotrechten Lasten.

Wirkt im Punkt C eine horizontale Last t , so ergibt sich auf der Strecke von A bis C der Wert für M_x zu

$$M_x = M_0 - X y.$$

Macht man das System, wie in Figur 6 dargestellt, statisch bestimmt, so ist

$$M_0 = +y - V x$$

und mit

$$V = \frac{h}{l}$$

wird

$$M_0 = +y - \frac{h x}{l}.$$

Setzt man noch für y seinen Wert

$$y = x \, \text{tg} \, \alpha = \frac{2 h x}{l}$$

ein, so ergibt sich

$$M_0 = + \frac{2 h x}{l} - \frac{h x}{l} = \frac{x h}{l}.$$

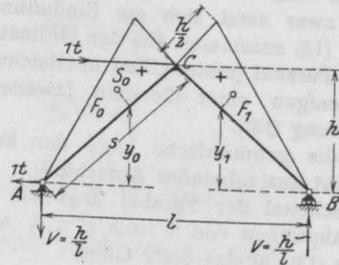


Fig. 6.

Die Funktion für M_0 ist in bezug auf die Veränderliche x vom ersten Grade, M_0 wächst somit geradlinig.

Für $x = 0$ ist $M_0 = 0$,
 „ $x = \frac{l}{2}$ „ $M_0 = \frac{h}{2}$.

Da auf der rechten Seite des Rahmens zwischen Punkt C und dem Auflager B keine weiteren Kräfte wirken, so nimmt M_0 von dem Wert $\frac{h}{2}$ im Punkt C bis zu 0 im Punkt B ab. F_0 und F_1 sind somit ähnlich und flächengleich.

Nach Fig. 6 erhält man

$$F_0 = F_1 = \frac{h}{2} \cdot \frac{s}{2} = \frac{h s}{4}$$

und

$$y_0 = y_1 = \frac{2}{3} h.$$

somit nach Gleichung (11)

$$X = \frac{2 \cdot \frac{h s}{4} \cdot \frac{2h}{3}}{\frac{2h^2 s}{3}}$$

oder

$$X = \frac{\frac{h^2 s}{3}}{\frac{2h^2 s}{3}} = 0,5 \dots \dots \dots (19)$$

Diese Gleichung besagt, daß bei Stabsystemen von der Anordnung nach Figur 6 die horizontale Kraft 1 t von beiden Widerlagern zu gleichen Teilen aufgenommen wird.

Die horizontale Kraft im Punkt C erzeugt somit außer den Momenten im Stabteil AC einen Zug und im Teil BC einen Druck.

Dies ist leicht zu erläutern. Nach Figur 6 wirkt im Punkt A der statisch bestimmten Grundkonstruktion nach links die Kraft 1 t; fügt man dann nach rechts den Wert X des statisch unbestimmten Systemes hinzu, so ist im Punkt A die resultierende horizontale Komponente gleich

$$H = -1 + 0,5 = -0,5.$$

Setzt man diese Kraft mit der nach unten wirkenden Reaktion V zusammen, so erhalten wir eine nach links wirkende resultierende Reaktion R, welche im Stab AC einen Zug erzeugt. Im Auf-

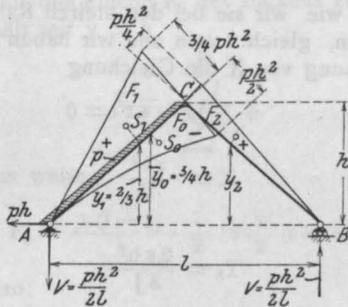


Fig. 7.

lagerpunkte B wirkt nach links die Kraft X und nach oben die Reaktion V, beide zusammen ergeben eine Resultierende, welche nach links oben wirkt, also im Stabteil BC einen Druck erzeugt.

Einer horizontalen, gleichmäßig verteilten Last p entspricht die nebenstehende M₀-Fläche, und zwar ergibt sich dieselbe wie folgt:

Wirkt die gleichmäßig verteilte Last p von links nach rechts und stellt man die statisch bestimmte Grundkonstruktion dadurch her, daß im Punkt A ein festes und im Punkt B ein bewegliches Lager angeordnet wird, so wirken im Punkt A der statisch bestimmten Grundkonstruktion die in Fig. 7 angedeuteten Kräfte.

Für die Strecke AC ergibt sich

$$M_x = M_0 - X y$$

und

$$M_0 = + p h y - V x - \frac{p y^2}{2},$$

mit

$$V = \frac{p h^2}{21}$$

geht die Gleichung über in

$$M_0 = + p h y - \frac{p h^2 x}{21} - \frac{p y^2}{2}.$$

Führt man noch für y seinen Wert $\frac{2 h x}{1}$ ein, so ist

$$M_0 = \frac{3 p h^2 x}{21} - \frac{2 p h^2 x^2}{1^2}.$$

Es ist nun hier zweckmäßig, die den beiden Gliedern der letzten Gleichung entsprechenden M₀-Flächen getrennt zu behandeln, da das erste Glied vom ersten, das zweite vom zweiten Grade in bezug auf die Veränderliche x ist.

Glied 1 entspricht somit der Gleichung einer Geraden, während man bei näherer Betrachtung Glied 2 als die Scheitelgleichung einer gemeinen Parabel erkennt, deren Scheitel im linken Auflagerpunkte liegt.

Für x = 0 ist für das erste Glied M₀' = 0,

$$" \quad x = \frac{1}{2} \quad " \quad " \quad " \quad " \quad M_0' = \frac{3 p h^2}{4}$$

(siehe F₁-Fläche).

Für das zweite Glied ergibt sich bei

$$x = 0 \quad M_0'' = 0,$$

$$x = -\frac{1}{2} \quad M_0'' = -\frac{p h^2}{2}$$

(siehe F₀-Fläche).

Der Scheitel der Parabel liegt da, wo

$$\frac{d M_0}{d x} = \frac{4 p h x}{1^2} = 0,$$

also bei x = 0, da $\frac{4 p h}{1^2}$ nicht gleich 0 sein kann.

Die resultierende M₀-Ordinate im Punkt C ergibt sich nach obigem zu

$$M_0 = \frac{3 p h^2}{4} - \frac{p h^2}{2} = \frac{p h^2}{4}$$

(siehe F₂-Fläche)

und es nimmt das Moment M₀ von diesem Wert geradlinig ab bis zum Wert 0 im Punkt B.

Über die Lage der Schwerpunkte der Dreiecksflächen braucht nichts mehr erwähnt zu werden;

die Gleichung für die Lage des Schwerpunktes der Parabelfläche muß jedoch bestimmt werden.

Die horizontale Entfernung des Schwerpunktes der F_0 -Fläche ergibt sich nach der Gleichung

$$m = \frac{S_y}{F_x} = \frac{\frac{2ph^2}{l^2} \int_0^{\frac{l}{2}} x^3 dx}{\frac{2ph^2}{l^2} \int_0^{\frac{l}{2}} x^2 dx} = \frac{\left[\frac{x^4}{4} \right]_0^{\frac{l}{2}}}{\left[\frac{x^3}{3} \right]_0^{\frac{l}{2}}} = \frac{3}{8} l \quad (20)$$

und somit

$$y_0 = \frac{3}{8} l \operatorname{tg} \alpha \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{2h}{l}$$

also

$$y_0 = \frac{3h}{4} \dots \dots \dots (21)$$

Es ergibt sich weiter nach dem Nenner in Gleichung (20)

$$F_0 = - \frac{2ph^2}{l^2} \cdot \frac{x^3}{3} \cdot \frac{1}{\cos \alpha},$$

woraus sich für $x = \frac{l}{2}$ ergibt:

$$F_0 = - \frac{ph^2 s}{6}$$

und

$$F_1 = \frac{3ph^2}{4} \cdot \frac{s}{2} = \frac{3ph^2 s}{8}$$

$$y_1 = \frac{2}{3} h,$$

$$F_2 = \frac{ph^2}{4} \cdot \frac{s}{2} = \frac{ph^2 s}{8}$$

$$y_2 = \frac{2}{3} h.$$

Es ergibt sich also schließlich

$$X = \frac{-F_0 y_0 + F_1 y_1 + F_2 y_2}{\frac{2sh^2}{3}} \dots \dots \dots (22)$$

und nach Einführung der Werte

$$X = \frac{-\frac{ph^2 s}{6} \cdot \frac{3h}{4} + \frac{3ph^2 s}{8} \cdot \frac{2h}{3} + \frac{ph^2 s}{8} \cdot \frac{2h}{3}}{\frac{2sh^2}{3}}$$

oder

$$X = \frac{5ph}{16} \dots \dots \dots (23)$$

Um den Einfluß einer Temperaturänderung zu ermitteln, kann man von folgender Überlegung ausgehen:

Hält man den Punkt B fest und läßt man Punkt A sich in horizontaler Richtung frei bewegen, so ist die horizontale Verschiebung des Punktes A unter der Einwirkung der Temperatur gleich

$$\Delta l = -\epsilon t l,$$

wo ϵ den Wärmeausdehnungskoeffizienten für 1° C und t die Temperatur in Celsiusgraden angibt.

Die Verschiebung ist negativ einzuführen, da sie im Sinne der negativen x-Achse erfolgt.

Diese Verschiebung muß, da der Punkt A bei fester Lage keine wirkliche Verschiebung erleiden kann, durch den Horizontalschub X wieder rückgängig gemacht werden.

Nun ist aber die horizontale Verschiebung des Punktes A unter der Einwirkung der Kraft X gleich der Kraft X multipliziert mit dem Trägheitsmoment des elastischen Gewichtes des ganzen Stabzuges in bezug auf die x-Achse, also, wie schon früher gesagt, gleich dem Nenner von X [nach Gleichung (11)], welcher der Verschiebung des Punktes A unter Einwirkung einer horizontalen Last 1 t entspricht, multipliziert mit der Kraft X.

Es muß also auch sein

$$\Delta l = +X T_x.$$

Die Verschiebung ist positiv einzuführen, da sie im Sinne der positiven x-Achse erfolgt.

Die wirkliche Verschiebung von Punkt A muß nun bei unverschieblicher Lagerung der Auflagerpunkte, wie wir sie bei den steifen Rahmen voraussetzen, gleich 0 sein und wir haben somit zur Bestimmung von X die Gleichung

$$+X T_x - \epsilon t l = 0$$

oder

$$X = \frac{\epsilon t l}{T_x}$$

und mit

$$T_x = \frac{2sh^2}{3J}$$

$$X = \frac{3\epsilon t l J}{2sh^2}.$$

Hier ist noch zu beachten, daß wir früher, der Einfachheit halber, den Elastizitätsmodul E gleich 1 gesetzt hatten; dies ist jedoch nur dann zulässig, wenn es sich nicht um Temperatureinflüsse handelt, wir müssen also E hier wieder hinzufügen und erhalten dann

$$X_t = \frac{3\epsilon t l J}{E} = \frac{3\epsilon t l J E}{2sh^2} \dots \dots (24)$$

Der Horizontalschub X_t erzeugt in den Querschnitten des Stabzuges Momente, welche sich nach folgender Gleichung berechnen:

$$M_t = -X y \dots \dots \dots (25)$$

Schließlich sei noch bemerkt, daß einer Temperaturerhöhung ein positives, einer Temperaturniedrigung ein negatives X entspricht.

Für ein negatives X erhält man dann

$$M_t = -(-Xy) = +Xy \dots (26)$$

Beispiel 2.

Die Gleichung für X lautet:

$$X = \frac{\sum Fy}{\sum T_x}$$

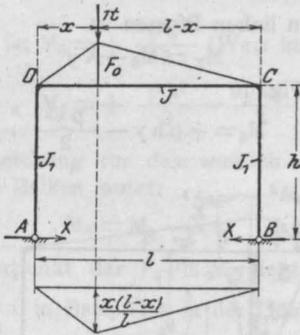


Fig. 8.

Da für die Pfosten $M_0 = 0$ ist, so haben wir es nur mit der Fläche F_0 des Balkens zu tun und man erhält mit $y = h$

$$X = \frac{F_0 h}{\sum T_x}$$

Es ist weiter:

$$F_0 = \frac{x(1-x)}{1} \cdot \frac{1}{2} = \frac{x}{2} (1-x),$$

somit also:

$$\frac{F_0 h}{J} = \frac{hx}{2J} (1-x).$$

Nach Gleichung (9) ergibt sich für die beiden Pfosten mit $s = h$

$$T_x' = \frac{2h}{3J_1} (y_2^2 + y_2 y_1 + y_1^2)$$

und mit

$$y_1 = 0 \quad y_2 = h$$

$$T_x' = \frac{2h^3}{3J_1}$$

Ganz analog erhält man den Beitrag des Balkens mit $s = l$ zu

$$T_x'' = \frac{1}{3J} (y_2^2 + y_2 y_1 + y_1^2),$$

nun ist aber

$$y_1 = y_2 = h,$$

somit also

$$T_x'' = \frac{h^3 l}{J}.$$

Der Nenner ergibt sich dann zu

$$T_x = T_x' + T_x'' = \frac{2h^3}{3J_1} + \frac{h^3 l}{J}.$$

Setzt man die ermittelten Werte in die obige Gleichung ein, so wird

$$X = \frac{\frac{hx}{2J} (1-x)}{\frac{2h^3}{3J_1} + \frac{h^3 l}{J}} = \frac{\frac{x}{2J} (1-x)}{\frac{2h^2}{3J_1} + \frac{hl}{J}} \dots (27)$$

und zwar stellt dieser Ausdruck mit der unabhängigen Veränderlichen x die Gleichung einer gemeinen Parabel dar. Der Scheitel liegt bei $\frac{1}{2}$ und es ergibt sich die Scheitelordinate mit $x = \frac{1}{2}$ zu

$$\eta = \frac{\frac{l^2}{8J}}{\frac{2h^2}{3J_1} + \frac{hl}{J}} \dots (28)$$

Die Einflußlinie kann also auch hier durch Berechnung der Scheitelordinate nach den bekannten Gesetzen der gemeinen Parabel konstruiert werden.

Ist der Rahmen auf die Länge l mit einer gleichmäßig verteilten Last g belastet, so ist bekanntlich, da man diese Belastung als unendlich viele kleine Kräfte $g dx$ auffassen kann, die Überzählige gleich dem Inhalte der Einflußlinienfläche multipliziert mit der Einheitslast g .

Nun ist die Einflußlinienfläche aber nach unseren obigen Feststellungen eine Parabelfläche, deren Flächeninhalt sich bekanntlich zu

$$F = \frac{2}{3} \eta l$$

ergibt.

Es ist also hiernach

$$X = g \frac{2\eta l}{3} \dots (29)$$

wo unter η der nach Gleichung (28) gefundene Wert zu verstehen ist.

Für eine horizontale Einzellast t im Punkt D des Rahmens erhält man unter denselben Annahmen wie in Beispiel 1 für den linken Pfosten den folgenden Wert für M_y

$$M_y = M_0 - Xy \dots (30)$$

und

$$M_0 = ty.$$

Die Kraft $V = \frac{h}{l}$ hat hier keinen Einfluß auf das Moment, da dieselbe durch die Achse des Stabes geht.

Man erhält weiter nach obiger Gleichung:

für $x = 0$ ist $M_0 = 0$,
 „ $x = h$ „ $M_0 = h$
 (im Eckpunkt D).

Auf der Strecke \overline{DC} ergibt sich die M_0 -Gleichung in folgender Form:

$$M_0 + 1h - \frac{h}{l}x \dots \dots \dots (31)$$

woraus sich

für $x = 0$ $M_0 = h$,
 „ $x = l$ $M_0 = 0$

ergibt.

Das Moment M_0 muß im Punkte C gleich 0 sein, da das rechte Auflager beweglich ange-

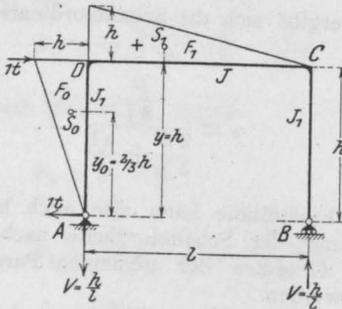


Fig. 9

nommen ist; es kann also dort nur eine lotrechte Komponente aufgenommen werden, welche in bezug auf den rechten Pfosten und den Punkt C keine Momente erzeugt.

Nach den Ermittlungen ergibt sich die in Fig. 9 dargestellte M_0 -Fläche und man erhält nach derselben die folgenden Werte:

$$\frac{F_0}{J_1} = \frac{h}{J_1} \cdot \frac{h}{2} = \frac{h^2}{2J_1}$$

und

$$y_0 = \frac{2h}{3}$$

$$\frac{F_1}{J} = \frac{h}{J} \cdot \frac{l}{2} = \frac{hl}{2J}$$

und

$$y_1 = h.$$

Da der Nenner nach früherem derselbe bleibt, so ergibt sich also

$$X = \frac{\frac{F_0 y_0}{J_1} + \frac{F_1 y_1}{J}}{\frac{2h^3}{3J_1} + \frac{h^2 l}{J}}$$

und nach Einführung der obigen Werte

$$X = \frac{\frac{h^3}{3J_1} + \frac{h^2 l}{2J}}{\frac{2h^3}{3J_1} + \frac{h^2 l}{J}} = 0,5 \dots (32)$$

Diese Gleichung besagt ebenfalls wie die entsprechende bei dem vorhergehenden Beispiel, daß die horizontale Kraft 1 t von beiden Auflagern zu gleichen Teilen aufgenommen wird.

Nähere Erläuterung dieses Falles siehe bei Beispiel 1.

Einer horizontalen gleichmäßig verteilten Last p entspricht die nebenstehende M_0 -Fläche, und zwar ergibt sich dieselbe nach folgenden Entwicklungen:

Für den linken Pfosten ist

$$M_y = M_0 - Xy$$

und nach Fig. 10

$$M_0 = +phy - \frac{py^2}{2} \dots \dots \dots (33)$$

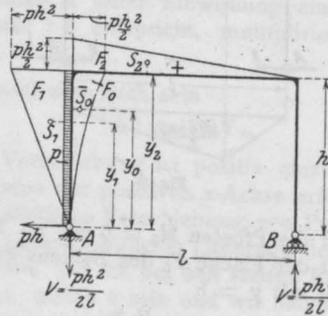


Fig. 10

Das erste Glied in der letzten Gleichung ist in bezug auf y vom ersten Grade und stellt somit die Gleichung einer Geraden dar, und zwar erhält man die Ordinaten der Geraden in den Punkten A und D zu

für $y = 0$ $M_0' = 0$,
 „ $y = h$ $M_0' = + ph^2$
 (siehe F_1 -Fläche).

In dem zweiten Glied von Gleichung (33) erkennt man leicht die Scheitelgleichung einer gemeinen Parabel, deren Scheitel im Nullpunkt unseres Koordinatensystemes, also im Punkt A liegt.

Die Gleichung der Parabel liefert

für $y = 0$ $M_0'' = 0$
 „ $y = h$ $M_0'' = - \frac{ph^2}{2}$
 (siehe F_0 -Fläche);

es ist also die resultierende M_0 -Ordinate im Punkt D gleich

$$M_0 = ph^2 - \frac{p h^2}{2} = + \frac{p h^2}{2}$$

(siehe F_2 -Fläche).

Da rechts vom Punkt D bis zum Auflager B keine weiteren Kräfte wirken, nimmt M_0 von diesem Wert ab bis zu 0 im Punkt C, was sich auch aus der M_0 -Gleichung für den Balken ergibt.

Es ist nämlich

$$M_0 \equiv + p h^2 - \frac{p h^2}{2} - V x$$

und mit

$$V = \frac{p h^2}{2l}$$

$$M_0 = \frac{p h^2}{2} - \frac{p h^2 x}{2l} \dots (34)$$

Für $x = 0$ ist $M_0 = + \frac{p h^2}{2}$ (Wert im Punkt D),

$$„ x = l „ M_0 = + \frac{p h^2}{2} - \frac{p h^2}{2} = 0.$$

Die Gleichung für das wirklich auftretende Moment im Balken lautet:

$$M_x = M_0 - X h.$$

Der Schwerpunkt der F_0 -Fläche liegt nach den Ermittlungen in Beispiel 1 in der Höhe $\frac{3}{4}h$ und

F_0 ist in unserem Fall mit $s = h$

$$F_0 = - \frac{p h^3}{6}.$$

Es ergibt sich also:

$$\frac{F_0}{J_1} = - \frac{p h^3}{6 J_1},$$

$$y_0 = \frac{3}{4} h,$$

$$\frac{F_1}{J_1} = \frac{p h^3}{2 J_1},$$

$$y_1 = \frac{2}{3} h,$$

$$\frac{F_2}{J} = \frac{p h^2 l}{4 J},$$

$$y^2 = h.$$

Unter Berücksichtigung dieser Werte ergibt sich die Gleichung für X zu

$$X = p \frac{- \frac{h^3}{6 J_1} \cdot \frac{3}{4} h + \frac{h^3}{2 J_1} \cdot \frac{2}{3} h + \frac{h^2 l}{4 J} h}{\frac{2 h^3}{3 J_1} + \frac{h^2 l}{J}}$$

oder

$$X = p \frac{\frac{5 h^2}{24 J_1} + \frac{h l}{4 J}}{\frac{2 h}{3 J_1} + \frac{1}{J}} \dots (35)$$

Um den Einfluß einer Temperaturänderung auf die Überzählige X zu erhalten, geht man von derselben Überlegung aus als unter Beispiel 1.

Die Längenänderung der Sehne \overline{AB} beträgt wieder, wenn man Punkt B festhält und A sich frei verschieben läßt:

$$\Delta l = - \epsilon t l.$$

Diese Verschiebung von Punkt A muß der Horizontalschub X wieder rückgängig machen.

Nun ist aber die Verschiebung des Punktes A durch X in horizontaler Richtung, wenn man noch den Elastizitätskoeffizienten E berücksichtigt, gleich

$$\Delta l = + \frac{X T_x}{E};$$

es ergibt sich also für X die Bedingungsgleichung

$$+ \frac{X T_x}{E} - \epsilon t l = 0,$$

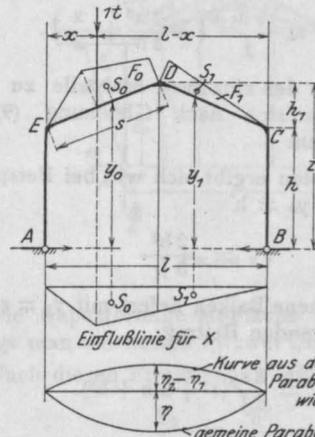
also:

$$X = \frac{\epsilon t l E}{T_x} = \frac{\epsilon t l E}{\frac{2 h^3}{3 J_1} + \frac{h^2 l}{J}} \dots (36)$$

Beispiel 3.

Die allgemeine Grundgleichung für die Überzählige des dritten zu behandelnden Systemes läßt sich in folgender Form schreiben:

Fig. 11.



Einflußlinie für X
Kurve aus der Kubischen Parabel u. Geraden wie bei Abb. 4
gemeine Parabel

Fig. 12.

$$X = \frac{\sum F y}{\sum T_x} \dots (37)$$

und speziell für lotrechte Lasten, wo M_0 für die Pfosten = 0

$$X = \frac{\sum F (h + y_1)}{\sum T_x}$$

hieraus erhält man durch Zerlegen die folgende Gleichung für X:

$$X = \frac{\sum Fh}{\sum T_x} + \frac{\sum Fy_1}{\sum T_x} \dots (38)$$

Die M_0 -Fläche ist für den vorliegenden Fall der Belastung ein Dreieck mit der Höhe

$$\frac{x(1-x)}{1}$$

Es ist somit

$$\frac{F}{J} = \frac{x(1-x)}{1J} \cdot \frac{2s}{2} = \frac{x(1-x)s}{1J}$$

und

$$y = h,$$

also:

$$\sum \frac{Fh}{J} = \frac{shx(1-x)}{1J}$$

Das zweite Glied $\sum \frac{Fy_1}{J}$ ist bei Beispiel 1 schon entwickelt worden und entspricht dort dem Zähler der Gleichung (11a) für die lotrechte Last 1 t.

Man erhält, wenn $\frac{sh_1}{J}$ vor die Klammer gezogen wird:

$$\sum \frac{Fy_1}{J} = \frac{sh_1}{J} \left(-\frac{2x^3}{3} + \frac{x}{2} \right)$$

Die Beiträge der einzelnen Stabteile zu dem Nenner ergeben sich nach Gleichung (9) zu folgenden Werten:

Für die Pfosten ergibt sich wie bei Beispiel 2 mit $y_1 = 0$ und $y_2 = h$

$$T_x' = \frac{2h^3}{3J_1}$$

und der gebrochene Balken liefert mit $y_2 = z$ und $y_1 = h$ den folgenden Beitrag:

$$T_x'' = \frac{2s}{3J} (z^2 + zh + h^2)$$

Somit erhält man den vollständigen Nenner in folgender Form:

$$\sum T_x = \frac{2h^3}{3J_1} + \frac{2s}{3J} (z^2 + zh + h^2)$$

Führt man für z den Wert $h + h_1$ ein, so erhält man

$$\sum T_x = \frac{2h^3}{3J_1} + \frac{2s}{J} \left(h^2 + hh_1 + \frac{h_1^2}{3} \right)$$

oder

$$\sum T_x = 2h \left[\frac{h^2}{3J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3h} \right) \right]$$

Durch Einführen dieser Werte in die Gleichung (38) ergibt sich schließlich die Einflußliniengleichung von X für die lotrechte Last 1 t zu

$$X = \frac{\frac{sx}{1J} (1-x)}{2 \left[\frac{h^2}{3J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3h} \right) \right]} + \frac{\frac{sh_1}{J} \left(-\frac{2x^3}{3} + \frac{x}{2} \right)}{2h \left[\frac{h^2}{3J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3h} \right) \right]} \dots (39)$$

Gleichung (39) läßt sich wie folgt deuten:

Mit der willkürlich Veränderlichen x stellt das erste Glied derselben die Gleichung einer gemeinen Parabel, das zweite diejenige einer Kurve, zusammengesetzt aus den Ordinaten einer Geraden und einer kubischen Parabel (siehe Figur 4), dar.

Die Einflußlinie für X setzt sich also zusammen aus den Ordinaten einer gemeinen, einer kubischen Parabel und denjenigen einer Geraden.

Die Scheitelordinate der gemeinen Parabel, welche bei $\frac{1}{2}$ liegt, ergibt sich mit $x = \frac{1}{2}$ nach Gleichung (39) zu

$$\eta = \frac{\frac{sl}{4J}}{2 \left[\frac{h^2}{3J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3h} \right) \right]} \dots (40)$$

Für die kubische Parabel, erstes Glied im Zähler des zweiten Gliedes der Gleichung (39), deren Scheitel bei $x = 0$ liegt, erhält man für

$$x = \frac{1}{2}$$

$$\eta_1 = -\frac{\frac{sh_1l}{12J}}{2h \left[\frac{h^2}{3J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3h} \right) \right]} \dots (41)$$

Endlich ergibt sich für die Gerade, welche dem zweiten Glied des Zählers im Glied 2 der Gleichung (39) entspricht:

$$\eta_2 = \frac{\frac{sh_1l}{4J}}{2h \left[\frac{h^2}{3J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3h} \right) \right]} \dots (42)$$

Mit diesen Werten ist es möglich, die Einflußlinie für X nach den Gesetzen einer Geraden und der gemeinen sowie kubischen Parabel zu konstruieren.

In Figur 12 ist die Einflußlinie zeichnerisch dargestellt, und zwar so, daß man die beiden Kurven mit ihren Sehnen aneinander gelegt hat.

Eine Detaillierung der Konstruktion der Kurven wurde hier nicht mehr vorgenommen, da die untere Kurve einer gemeinen Parabel, die obere der Konstruktion nach Fig. 4 entspricht.

Für eine gleichmäßig verteilte Last g ist die M_0 -Fläche eine Parabel man könnte also auch hier wieder die Flächeninhalte und Schwerpunktsabstände der einzelnen M_0 -Flächen berechnen, um die Überzählige X für diesen Belastungsfall zu ermitteln.

Nun ist aber bei einer gleichmäßig verteilten Last die Überzählige bekanntlich auch gleich dem Inhalte der Einflußlinienfläche multipliziert mit der Einheitslast g .

Die Scheitelordinate der gemeinen Parabel ergab sich nach Gleichung (40) zu

$$\eta = \frac{\frac{s l}{4 J}}{2 \left[\frac{h^2}{3 J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3 J} \right) \right]}$$

Dann ist also der Flächeninhalt der Einflußlinienfläche gleich

$$F = \frac{2 \eta l}{3}$$

und somit der Einfluß der Parabelfläche unter Berücksichtigung von g

$$X_1 = \frac{g \frac{s l^2}{6 J}}{2 \left[\frac{h^2}{3 J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3 h} \right) \right]}$$

Es ist nun noch der Einfluß des zweiten Gliedes von Gleichung (39) zu berücksichtigen.

Bei Beispiel 1 Seite 466 ist der Einfluß dieses Gliedes bereits ermittelt worden; es ergibt sich derselbe dort zu

$$F_0 y_0 = F_1 y_1 = \frac{g l^2 s}{12} \cdot \frac{5}{8} h_1 = \frac{5 g l^2 s h_1}{96}$$

somit also, wenn man hier noch J berücksichtigt

$$X_2 = \frac{2 \frac{5 g l^2 s h_1}{96 J}}{2 h \left[\frac{h^2}{3 J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3 h} \right) \right]} = g \frac{\frac{5 l^2 s h_1}{48 J}}{2 h \left[\frac{h^2}{3 J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3 h} \right) \right]}$$

Das gesamte X ergibt sich nun zu

$$X = X_1 + X_2 = g \frac{\frac{l^2 s}{6 J} \left(1 + \frac{5 h_1}{8 h} \right)}{2 \left[\frac{h^2}{3 J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3 h} \right) \right]} \dots (43)$$

Für eine im Punkt E wirkende horizontale Einzellast 1 t erhält man nebenstehende M_0 -Fläche

und nach der folgenden Entwicklung für den linken Pfosten

$$M_y = M_0 - X y$$

und

$$M_0 = + 1 y.$$

$$\text{Für } y_0 = 0 \text{ ist } M_0 = 0,$$

$$\text{„ } y = h \text{ „ } M_0 = + h$$

(siehe F_0 -Fläche).

Für die Strecke \overline{EC} ist

$$M_0 = + 1 (h + y_1) - V x - 1 y_1,$$

mit $V = \frac{h}{1}$ geht diese Gleichung über in

$$M_0 = h - \frac{h x}{1} \dots \dots \dots (44)$$

und es ergibt sich hieraus

$$\text{für } x = 0 \text{ ist } M_0 = + h,$$

$$\text{„ } x = \frac{1}{2} \text{ „ } M_0 = + \frac{h}{2},$$

$$\text{„ } x = 1 \text{ „ } M_0 = 0$$

(siehe F_1 , F_2 und F_3 -Fläche).

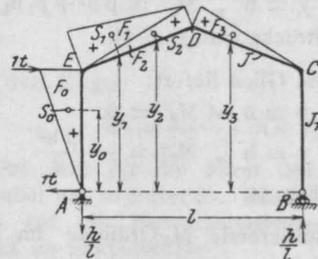


Fig. 13

Die trapezförmige M_0 -Fläche der Strecke ED zerlegt man am besten in zwei Dreiecke: F_1 u. F_2 .

Nach diesen Ermittlungen erhält man

$$\frac{F_0}{J_1} = \frac{h^2}{2 J_1},$$

$$y_0 = \frac{2}{3} h,$$

$$\frac{F_1}{J} = \frac{h s}{2 J},$$

$$y_1 = h + \frac{h_1}{3},$$

$$\frac{F_2}{J} = \frac{h s}{4 J},$$

$$y_2 = h + \frac{2}{3} h_1,$$

$$\frac{F_3}{J} = \frac{h s}{4 J},$$

$$y_3 = h + \frac{2 h_1}{3}.$$

Nach Einführung dieser Werte in die allgemeine Grundgleichung für X ergibt sich nach einigen Umformungen

$$X = \frac{\frac{h^2}{3J_1} + \frac{hs}{J} + \frac{h_1s}{2J}}{2 \left[\frac{h^2}{3J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3h} \right) \right]} \quad (45)$$

Ist das System nach Figur 14 belastet, so entspricht demselben die in derselben Figur dargestellte M_0 -Fläche.

Die Ordinaten der M_0 -Fläche in den Eckpunkten des Rahmens ergeben sich nach folgender Entwicklung:

Für Pfosten AE ist

$$M_y = M_0 - Xy$$

und es ist

$$M_0 = +phy + p_1 h_1 y - \frac{p y^2}{2}.$$

Die beiden ersten Glieder sind vom ersten Grade, während das dritte und letzte Glied vom zweiten Grade ist und der Scheitelgleichung einer gemeinen Parabel entspricht.

Die beiden ersten Glieder liefern:

$$\text{für } y = 0 \text{ ist } M_0' = 0,$$

$$\text{„ } y = h \text{ „ } M_0'' = p h^2 + p_1 h_1 h$$

gleich der Strecke α in Fig. 14.

Das dritte Glied liefert:

$$\text{für } y = 0 \text{ ist } M_0'' = 0,$$

$$\text{„ } y = h \text{ „ } M_0'' = -\frac{p h^2}{2}$$

gleich β in Fig. 14.

Die resultierende M_0 -Ordinate im Punkt E ist somit

$$\gamma = \alpha - \beta = p h^2 + p_1 h h_1 - \frac{p h^2}{2} = \frac{p h^2}{2} + p_1 h h_1.$$

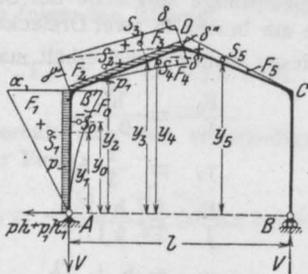


Fig. 14.

Für die Strecke \overline{ED} ist

$$M_x = M_0 - X(h + y_1)$$

und

$$M_0 = p h (h + y_1) + p_1 h_1 (h + y_1) - p h \left(\frac{h}{2} + y_1 \right) - Vx - \frac{p_1 y_1^2}{2};$$

nun ist aber

$$V = \frac{p h^2}{21} + \frac{p_1 h_1 \left(h + \frac{h_1}{2} \right)}{1},$$

also nach Einsetzen dieses Wertes und Auflösen der Klammern

$$M_0 = \frac{p h^2}{2} + p_1 h_1 h + p_1 h_1 y_1 - \frac{p h^2 x}{21} - \frac{p_1 h_1 h x}{1} - \frac{p_1 h_1^2 x}{21} - \frac{p_1 y_1^2}{2}.$$

Setzt man noch für $y_1 = x \operatorname{tg} \alpha = \frac{2 h_1 x}{1}$ ein, so ergibt sich

$$M_0 = \frac{p h^2}{2} + p_1 h_1 h + \frac{2 p_1 h_1^2 x}{1} - \frac{p h^2 x}{21} - \frac{p_1 h_1 h x}{1} - \frac{p_1 h_1^2 x}{21} - \frac{2 p_1 h_1^2 x^2}{1^2}$$

Diese Glieder sind mit Ausnahme des letzten alle entweder konstant oder vom ersten Grade, stellen also die Gleichung einer Geraden dar.

Das letzte Glied entspricht wieder wie früher der Scheitelgleichung einer gemeinen Parabel, deren Scheitel im Punkt E liegt.

Für $x = \frac{1}{2}$ ergeben die Konstanten und

Glieder ersten Grades

$$M_0' = \frac{p h^2}{4} + \frac{p_1 h_1}{2} \left(h + \frac{3 h_1}{2} \right)$$

gleich δ in der Zeichnung, während man für das letzte Glied mit $x = \frac{1}{2}$

$$M_0'' = -\frac{p_1 h_1^2}{2}$$

erhält (siehe δ' in der Zeichnung).

Die resultierende M_0 -Ordinate im Punkt D ist somit

$$M_0 = M_0' - M_0'' = \frac{p h^2}{4} + \frac{p_1 h_1}{2} \left(h + \frac{h_1}{2} \right)$$

gleich δ'' in der Zeichnung. Die trapezförmige M_0 -Fläche auf der Strecke ED wird zweckmäßig in zwei Dreiecke F_2 und F_3 zerlegt.

Die Flächeninhalte der einzelnen M_0 -Flächen können nun nach den ermittelten Werten berechnet werden.

Für die Abstände der Schwerpunktsfußpunkte von der x-Achse ergeben sich die folgenden Werte:

$$y_0 = \frac{3h}{4},$$

$$y_1 = \frac{2h}{3},$$

$$y_2 = h + \frac{h_1}{3},$$

$$y_3 = h + \frac{2h_1}{3},$$

$$y_4 = h + \frac{3h_1}{4},$$

$$y_5 = h + \frac{2h_1}{3}.$$

Trennt man den Einfluß der horizontalen Lasten p und p_1 , so ergeben sich hierfür nach einigen Umformungen die beiden folgenden Gleichungen:

$$X_p = p \frac{h \left(\frac{5h^2}{24J_1} + \frac{hs}{2J} + \frac{h_1s}{4J} \right)}{2 \left[\frac{h^2}{3J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3h} \right) \right]} \quad (46)$$

und

$$X_{p_1} = p_1 \frac{\frac{h^2h_1}{3J_1} + \frac{sh_1}{J} \left(h + \frac{5h_1}{6} + \frac{5h_1^2}{24h} \right)}{2 \left[\frac{h^2}{3J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3h} \right) \right]} \quad (47)$$

Der Horizontalschub X für eine Temperaturänderung ergibt sich nach denselben Überlegungen wie früher zu

$$X = \frac{\epsilon t l E}{2h \left[\frac{h^2}{3J_1} + \frac{s}{J} \left(z + \frac{h_1^2}{3h} \right) \right]} \quad (48)$$

Beispiel 4.

Rahmen, welche eine nebenstehende Form haben, können, ohne daß man einen praktisch bedeutungsvollen Fehler begeht, als solche mit geradlinigem Riegel nach dem vorigen Beispiel berechnet werden.

Die Höhe h_1 ist hierbei so anzunehmen, daß der parabelförmige Abschnitt flächengleich ist dem ausgleichenden Dreieck.

Da der Flächeninhalt der Parabelfläche gleich

$$F = \frac{2lf}{3}$$

und derjenige des Dreiecks gleich

$$F = \frac{1h_1}{2}$$

ist, so ergibt sich, wenn beide Flächen inhaltsgleich sein sollen, für die Bestimmung von h_1 die Gleichung

$$\frac{2lf}{3} = \frac{1h_1}{2}$$

und hieraus

$$h_1 = \frac{4f}{3}.$$

Diese Umformung ist natürlich nur für die Bestimmung der Überzähligen X anzuwenden, während man bei Ermittlung der Momente in

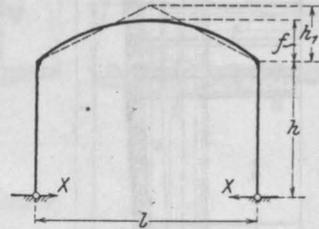


Fig. 15.

den einzelnen Querschnitten mit den wirklichen Hebelarmen rechnen muß.

Die Gleichung für das Moment in einem Pfosten lautet:

$$M_y = M_0 - X y$$

und für den Riegel

$$M_x = M_0 - X(h + y_1).$$

Nimmt man für die Form des Querriegels eine Parabel an, so lautet die Gleichung derselben, bezogen auf ein Koordinatensystem mit dem Nullpunkt im Eckpunkt D:

$$y_1 = \frac{4f}{l^2} (lx - x^2) \dots \dots (49)$$

und es geht mit diesem Wert die Gleichung für M_x über in

$$M_x = M_0 - X \left[h = \frac{4f}{l^2} (lx - x^2) \right] \dots (50)$$

(Fortsetzung folgt.)

EIN BEMERKENSWERTER VERSUCH MIT EINER KAMMERSCHLEUSE AUS EISENBETON.

Auf Seite 14 des Jahrgangs 1908 unserer Zeitschrift habe ich über einige sehr interessante Ausführungen des bekannten Konstrukteurs Prof. Dr. Zielinski in Budapest berichtet. Unter diesen befand sich auch die Kammerschleuse in Bökeny,

von welcher umstehend auch die Abbildungen nochmals wiedergegeben werden sollen. Wir ersehen daraus, daß die Gesamtlänge des Objektes 92,5 m beträgt, und daß die durchschnittliche Breite 10 m ist. Die Kammerwände sind

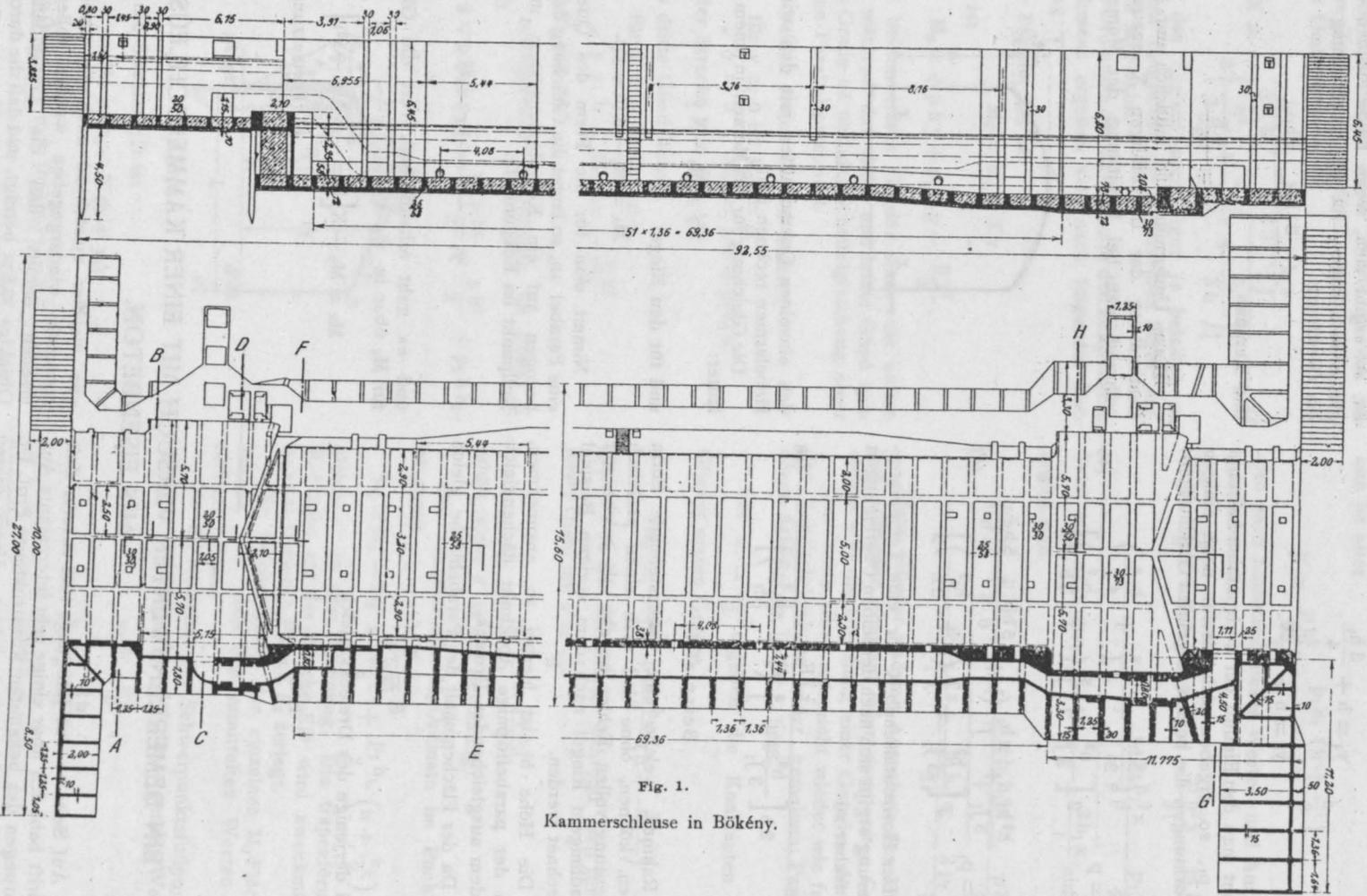


Fig. 1.

Kammerschleuse in Bökény.

Eine Säule von 45 cm Durchmesser und $F_b = 1590$ qcm hat 6 Längseinlagen von je 2,0 cm Durchmesser oder $F_e = 6 \cdot 3,14 = 18,84$ qcm. Die um die Längseisen laufende Umschnürung hat bei 40 cm Durchmesser der Spiralringe auf das steigende Meter Säule 20 Eisenringe von je 1,4 cm Durchmesser und $F_s = 1,54$ qcm, so daß sich für das steigende Meter Säule F_s' aus der Gleichung ergibt

$$F_s' \cdot 1,0 = 20 \cdot 3,14 \cdot 0,40 \cdot 1,54 = 38,68 \text{ qcm}$$

und mithin

$$F_i = 1590 + 15 \cdot 18,84 + 30 \cdot 38,68 = 3033 \text{ qcm}$$

$$2 \cdot 1590 = 3180 \text{ qcm.}$$

Haben die Probewürfel eine Druckfestigkeit von 200 kg/qcm besessen, so ist eine zulässige

$$\text{Druckspannung der Säule von } \frac{200}{10} = 20 \text{ kg/qcm}$$

vorhanden, und es kann somit eine Belastung der Säule zugelassen werden

$$P = 20 \cdot 3,033 = 60,7 \text{ t.}$$

Die Knickfestigkeit ist nach den bestehenden Vorschriften nachzuweisen.

Ew. . . ersuche ich, die beteiligten Beamten und Behörden hiernach mit Anweisung zu versehen.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten
im Auftrage
Hinckeldeyn.

An die Herren Oberpräsidenten in Danzig, Breslau, Magdeburg, Hannover, Koblenz und Münster (Strombau- bzw. Kanalverwaltung), die Herren Regierungspräsidenten (bei Potsdam auch Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen), den Herrn Polizeipräsidenten der hiesigen Königlichen Ministerial-, Militär- und Baukommission, die Königlichen Kanalbauinspektionen in Hannover und Essen und das Königliche Hauptbureau in Potsdam.

II. B. 8. 332 B. D. A. — I. D. 16786.

Seitens des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten wurde dem Vorstand des Deutschen Betonvereins unterm 19. Juli d. J. die Mitteilung, daß die vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton aufgestellten: 1. Allgemeinen Bestimmungen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, 2. A. Normen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton (Laboratoriumversuche), 3. B. Bestimmungen für die Druckversuche bei der Ausführung von Bauten aus Stampfbeton, von den Ministerien und Reichsbehörden angenommen wurden, und daß diese Bestimmungen fortan bei den Bauausführungen im Bereiche der Staatsbauverwaltung und der Staatseisenbahnen zu beachten und den Verdingungen und Verträgen zugrunde zu legen sind. Der Vorstand macht die Mitglieder auf diese Verfügung besonders aufmerksam.

DER BAUUNFALL IN ELBING.

Nach den Mitteilungen von Zeitungsberichten stürzte am 6. Oktober in Elbing bei dem Bau der Schofflerschen Treibriemenfabrik ein Teil der Eisenbetonkonstruktion des Daches ein und durchschlug die Eisenbetondecken der darunterliegenden 4 Geschosse. Bei diesem Unfall verloren 6 Arbeiter das Leben, 6 Arbeiter wurden schwer verletzt. Nach den Mitteilungen der Tageszeitungen soll

vorzeitiges Ausschalen den Unfall hervorgerufen haben. Es sei darauf hingewiesen, daß dieser Deckeneinsturz der dritte größere Bauunfall in Ostpreußen innerhalb eines Jahres war, und es wäre zu wünschen, daß die gerichtliche Untersuchung, welche bereits im Gange ist, mit allergrößter Strenge die Ursachen dieses betäubenden Unfalles feststellen würde.

SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Eine neue, in den Vereinigten Staaten mit Erfolg eingeführte feuerfeste Deckenkonstruktion „System Burchartz“.

Kreuzweise armierte Hohlsteindecken sind bereits bekannt, und die großen Vorzüge der sich kreuzenden Eisenlagen sind hinlänglich bewiesen. Einige Schwierigkeiten anderer Systeme sind in einfacher Weise überwunden dadurch, daß man den Hohlstein, wenn er aus

der Strangpresse kommt, unter einem Winkel von 45 Grad rechtwinklig abschneidet. Vier dieser keilförmigen Stücke werden dann zusammengesetzt und bilden dann einen allseitig geschlossenen Hohlstein. Fig. 1 stellt Burchartz-Steine dar, wie sie in Nord-Amerika gebraucht werden. Sowohl Ziegel- wie Zement-Hohlsteine nach System Burchartz werden hier ebenso billig und gut hergestellt wie rechtwinklig geschnittene Steine. Die Zement-Hohlsteine werden auf nassem Wege hergestellt. Fig. 2 zeigt die Steine ausgelegt mit 7,5 cm Fugenweite und den sich kreuzenden Eisenlagen in jeder Fuge

fertig zum Betonieren. Die Armierung besteht aus bekannten deformierten Eisen von einer Streckgrenze von 4200 Kilogramm per Quadratcentimeter.

Die Vorteile dieser Konstruktion gegenüber anderen kreuzweise armierten Decken wo Papphülsen usw. zum Abschluß der Hohlsteine verwendet werden, bestehen darin:

1. daß die Ausführung der Burchartzschen Decke einfacher und somit schneller und billiger wird.

2. daß infolge der am Boden der Steine

4. daß die Burchartzsteine leichter und billiger werden als Steine mit runden Löchern, und daß sie in jeder be-

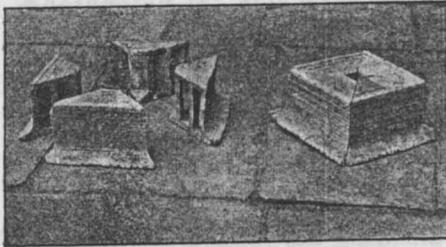


Fig. 1.

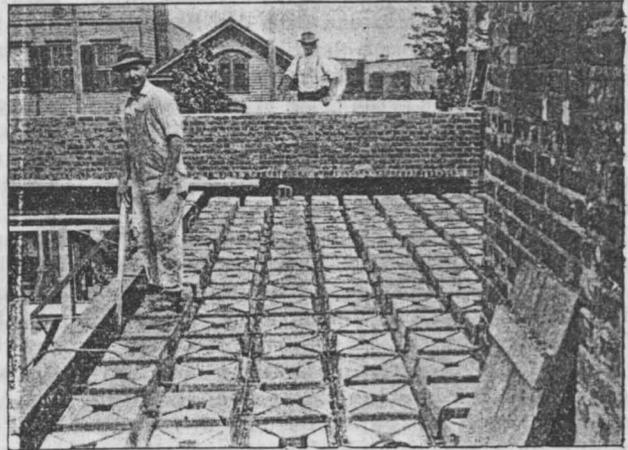


Fig. 2.

befindlichen Flanschen die Steine immer mit der richtigen Fugenweite verlegt werden müssen.

3. daß die Decke in beiden Richtungen gleich stark ist in bezug auf Druck- und Schubfestigkeit.

liebigen Größe hergestellt werden können. In den Vereinigten Staaten werden Steine in einer Höhe von 10 bis 20 cm gebraucht.

Ing. F. Burchartz, New-York.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Nuovo processo di fabbricazione di cemento. Vorschlag von R. Tornay-Schossberg, den zur Reinigung des Zuckerrübensaftes gebrauchten Kalk durch Zusatz von kieselensäurehaltigen Stoffen zu Zement zu verarbeiten. Einzelheiten des vorgeschlagenen Verfahrens. Il cemento 1909. Nr. 17.

Récents innovations dans la mouture des ciments. Vortrag von Dr. Dreyer über Neuerungen in der Mahlung des Zementes vor dem Verein deutscher Portlandzementfabrikanten. Le Ciment 1909. Nr. 9.

Portlandzement- und Traßmörtel. Vortrag von Dr. Schumann. Verfasser tritt einer übertriebenen Wertschätzung des Trasses entgegen und sagt zum Schluß: Es soll durchaus nicht bestritten werden, daß Traßkalkmörtel für mancherlei Zwecke und namentlich in den Gegenden, wo der Traß billig geliefert werden kann, ein wertvolles Mörtelmaterial bildet, wie auch Traß als Zusatz zu magerem Zementmörtel bei Seebauten vorteilhaft Verwendung finden kann. Dagegen wird Traß niemals hinsichtlich der Festigkeit, raschen Erhärtungsfähigkeit und Viel-

seitigkeit der Verwendungsmöglichkeiten mit dem Portlandzement in Wettbewerb treten können, und selbst in den Fällen, in denen die hohe Festigkeit fetter Portlandzementmörtel nicht beansprucht wird, wird stets auch die Verwendung der überall leicht herzustellenden Portlandzementkalkmörtel gegenüber Traß in Betracht zu ziehen sein. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 115.

Eisenportlandzement und Schlackenzementmischfrage. Rechtfertigung der Eisenportlandzemente gegen Angriffe des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten. Deutsche Bauztg. Mitteilungen 1909. Nr. 20. — Armierter Beton 1909. Nr. 10.

Naturzement — Portlandzement — Schlackenzement. Definitionen und chemische Zusammensetzung. Beton-Ztg. 1909. Nr. 35.

Protestation de l'Association des Fabricants allemands de Ciment Portland contre les additions de laitier dans l'industrie du ciment Portland. Le ciment 1909. Nr. 9. s. L Oktober 1909. I, 1. S. 432: Portlandzement und Eisenportlandzement. Ferner: Beton-Ztg. 1909. Nr. 36. — Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 107.

Note sur les injections de coulis de ciment dans les maçonneries. Von Suquet, Ing. ponts chauss. Beschreibung der Maschinen

und Apparate; Zusammensetzung des Zementbreies; Kosten. *Annales ponts chauss.* 1909. IV.

Magens' Transportbeton. Beton wird fabrikmäßig hergestellt und nach den Baustellen befördert, oft sogar mit der Bahn. Das längere Liegen vor dem Einbau schadet dem Beton nicht; er hat stets gleiche Festigkeiten ergeben, wie der auf der Baustelle gemischte; außerdem ist er diesem noch an Gleichmäßigkeit der Mischung überlegen. Weitere Einzelheiten mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 12.

Le séparateur à air „Compound“. Beschreibung mit guten Abb. *Le Ciment* 1909. Nr. 8.

Eine gothländische Portlandzementfabrik. Ausführliche Beschreibung mit Abb. *Tonind.-Ztg.* 1909. Nr. 116.

Die 32. Generalversammlung des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten und die 12. Hauptversammlung des deutschen Betonvereins. Bericht über die Hauptvorträge von Ing. K. Naehr. *Zeitschr. österr. Ing. und Arch.-Ver.* 1909. Nr. 30.

2. Prüfung und Untersuchung.

Fünfter internationaler Kongreß für die Materialprüfungen der Technik. Bericht, im besonderen über die Fragen, die Zement, Beton und Eisenbeton betreffen. *Zentralbl. d. Bauv.* 1909. Nr. 77 u. 78. — *Tonind.-Ztg.* 1909. Nr. 110, 113 und 116. — *Armierter Beton* 1909. Nr. 10.

Il 5° Congresso dell'Associazione Internazionale per le prove dei materiali da costruzione, Copenaghen, 7.—11. settembre 1909. Berichte vom Internationalen Verband für die Materialprüfungen der Technik. *Il Cemento* 1909. Nr. 18 u. 19. — *Accidents aux constructions en béton armé.* F. von Emperger. *Le Ciment* 1909. Nr. 9. s. L. Oktober 1909. I, 2. S. 432.

Belagprobe von Zement. H. Wendt empfiehlt, von jeder Zementlieferung eine kleine Probe aufzubewahren, um auch nachträglich noch die Güte des Zementes feststellen zu können. *Beton-Ztg.* 1909. Nr. 37.

Progress in Methods of Testing Hydraulic Cements. Bericht des französischen Ingenieurs Féret für den Kopenhagener Kongreß über die einzelnen Fragen, auf die sich die Zementprüfungen allgemein erstrecken sollten. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 14. S. 375.

Mode de durcissement des liants hydrauliques calcaires. Interessanter Vortrag von Dr. W. Michaëlis sen. zur Generalversammlung des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten über die Vorgänge beim Abbinden und Erhärten der hydraulischen Bindemittel. *Revue des matériaux de constr. et de trav. publ.* 1909. Nr. 8 u. 9. — *Tonind.-Ztg.* 1909. Nr. 114.

Résultat des analyses et des essais de ciments exécutés de 1902 à 1907 par le laboratoire de l'Union des fabricants allemands de ciment Portland. *Revue des matériaux de constr. et de trav. publ.* 1909. Nr. 9. s. L. Januar 1909. I, 2. S. 24.

Influenza del tempo sulla resistenza del calcestruzzo. Kurze Angaben nach Bach über die Veränderung der Druckfestigkeit und der Elastizitätszahl. *Il Cemento* 1909. Nr. 16.

Eine Stampfmaschine für Betonprobekörper. Ausführliche Beschreibung der von Stadtbaainspektor Schmidt, Charlottenburg, angegebenen Maschine, die nach eingehender Prüfung vom Königl. Materialprüfungsamt Lichterfelde als zuverlässig und zweckmäßig anerkannt worden ist. *Deutsche Bztg. Mitteilungen* 1909. Nr. 19 und 21. Mit Abb.

Pressure of Concrete on Forms. Versuche zur Ermittlung des Druckes von Beton auf die Einschalung. Dieser war größer bei niedriger Temperatur und raschem Einbringen des Betons, geringer bei Wärme und bei langsamem Einbau. *Eng. News.* 1909. Nr. 11. S. 288.

Influenza dell'età e della preparazione dei provini sulla resistenza alla pressione dei mattoni. Mitteilung der Versuchsergebnisse nach *Tonind.-Ztg.* 1909. Nr. 44. — *Il Cemento* 1909. Nr. 16. s. L. Juni 1909. I, 2. S. 264.

Kies und Zement im Beton. Verfahren zur chemischen Ermittlung des Mischungsverhältnisses von Kies und Zement im Beton. *Zement und Beton* 1909. Nr. 35 und 37. — *Il Cemento* 1909. Nr. 17: Ghiaia e cemento nel beton. — *Tonind.-Ztg.* 1909. Nr. 22 und 65.

Bestimmung des Bindemittels im Mörtel und Beton. Vortrag von Dr. Framm. Verfahren für die drei Fälle, daß man Proben a) nur vom Beton, b) vom Beton und vom Zement oder vom Kies und c) vom Beton, vom Zement und vom Kies zur Verfügung hat; je nachdem wächst die Genauigkeit der Untersuchung. *Tonind.-Ztg.* 1909. Nr. 110.

Il dosamento del ferro nei cementi. Feststellung des Eisengehaltes eines Zementes mit Hilfe von Nitroso- β -Naphthol. Beschreibung des Verfahrens nach Hinski und Knorre. Die Ergebnisse nach anderen Methoden können unter Umständen stark voneinander abweichen. *Il Cemento* 1909. Nr. 16. s. L. September 1909. I, 2. S. 370.

Zur chemischen Analyse des Portlandzementes. Einzelheiten über die Verschiedenheit der Untersuchungsverfahren, mit Beispielen. *Tonind.-Ztg.* 1909. Nr. 116.

Einwirkung von Gips und Kalziumchlorid auf Zement. Versuche von Dr. Spiegelberg (Zossen) haben ergeben, daß Klinker, der sich durch Brennen mit stark schwefelhaltiger Kohle oder durch zu hohen Gipszusatz nach dem

Mahlen als Schwefeltreiber erweist, durch Zusatz von Kalziumchlorid raumbeständig wird. Mitteilung der Versuchsergebnisse. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 117.

Il calcestruzzo impermeabile. — L'utilizzazione del gesso usato. — La decomposizione dei cementi nell'acqua di mare. — La composizione chimica del cemento Portland in relazione alle sue proprietà fisiche. Kurze Nötizen über: Wasserdichten Beton, über die Wiederverwendung von gebrauchtem Gips, über die Zersetzung des Zements im Meerwasser, und über den Zusammenhang zwischen chemischer Zusammensetzung und physikalischer Eigenschaft des Zements. Il Cemento 1909. Nr. 16.

Einfluß von Öl und Fett auf Zementbeton. Einige Erfahrungen und Versuchsergebnisse. — Behandlung von Zementoberflächen. Beton-Ztg. 1909. Nr. 39.

La decomposizione del cemento portland. Il cemento 1909. Nr. 17. s. L. September 1909. I, 2. S. 370: Zersetzung des Portlandzements.

Zersetzung von Mörtel. — Zement im Meerwasser. Bemerkungen chemischer Natur. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 113.

Concrete in Sea Water. Versuche von Prof. Möller, Braunschweig, werden mitgeteilt, wonach Beton, der zu früh mit Seewasser in Berührung kommt, ehe er genügend abgebunden hat, starke Ausblühungen zeigt und wenig widerstandsfähig wird. The Eng. Rec. 1909. Nr. 14. S. 383.

Betonbau bei Frostwetter. Dr. R. Grimshaw. Mitteilung einiger Zahlen über die Festigkeit von Beton, der bei -18°C erhärtet ist. Die Umrechnung auf metrische Einheiten ist allerdings falsch. Eisenbeton 1909. Nr. 18.

Fluate und Portlandzement. Zement und Beton 1909. Nr. 38 und 39. s. L. September 1909. I, 2. S. 371.

Treiben von Schlackenbeton. Zement und Beton 1909. Nr. 38. — The Eng. Record 1909. Bd. 59. Nr. 25. S. 767. s. L. Oktober 1909. I, 2. S. 433: The Dangers of Coke Breeze usw.

3. Wirtschaftliches.

The Concrete Institute. Bericht über die Tätigkeit dieses englischen Verbandes, im besonderen über seine Vorträge, die u. a. das Verhältnis zwischen Bauherrn, Bauleiter und Ausführendem betreffen. Le Ciment 1909. Nr. 8.

The Cement Industry in the United States in 1908. Von E. Eckel. Zusammenstellungen des Geologischen Amtes der Vereinigten Staaten von Amerika. Darnach hat in dem letzten Jahre der Verbrauch von Portlandzement um 4,6% zugenommen, während der von natürlichen Zementen und Puzzolanerde wesentlich zurückgegangen ist. Die Preise sind stark gesunken, wie

genaue Tabellen nachweisen. Cement Age 1909. September. S. 166.

Der Verwaltungsjingenieur. Th. Koehn. Verfasser legt die Stellung und Forderungen des Verbandes der Architekten- und Ingenieur-Vereine zur Frage der Gleichberechtigung der Ingenieure mit den Juristen nochmals dar. Technisches Gemeindeblatt. 1909. Nr. 13. s. auch Schweiz. Bztg. 1909. Nr. 9.

Juristische Fakultät und Juristenmonopol. Dr. Lang. Beseitigung der zurzeit noch bestehenden Forderung, daß ein Verwaltungsbeamter Jura studiert haben muß, und Zulassung aller Akademiker zur Verwaltung wird gefordert. Dingers Polyt. Journal 1909. Nr. 40.

II. Theorie.

Beitrag zur Frage der Schneelasten. Von Dr. Ing. Schaller. Das spezifische Gewicht des Schnees, je nach seiner Beschaffenheit, und die größten Schneehöhen in Deutschland werden besprochen und in Zahlen angegeben. Beton und Eisen 1909. Nr. 12. Auch als Sonderheft bei Ernst & Sohn, Berlin.

A Note on the Deflection due to shear. Angabe einer Rechenmethode für homogene Balken gleichen Querschnittes, die Durchbiegung zu ermitteln unter Berücksichtigung der Biege- und Scherspannungen. Vergleich von Rechnung und Versuch ergibt nahezu gleiche Werte. The Engineer 1909. September. Seite 315.

Exemples de calcul d'une poutre sans diagonales. Beispiel zur Berechnung des Ständerfachwerks. Le ciment armé 1909. Nr. 9.

Berechnung von einfachen Eisenbetonrahmenkonstruktionen. Von Ing. Gaugusch. Rahmen mit geradem, geknicktem und gebogenem Oberteil. Eisenbeton 1909. Nr. 19 und 20. — s. L. August 1909. II. S. 326. Armierter Beton 1909 N. 2.

Zwei sich kreuzende Balken mit gleichmäßiger Belastung. Von Rgbmstr. Hell. Eisenbeton 1909. Nr. 17.

Berechnung der Plattenbalkendecke nach den preußischen Bestimmungen. Vereinfachung der Berechnung durch Aufstellung einer allgemein gültigen Tabelle, für den Fall, daß die Nulllinie unterhalb der Plattenunterkante liegt. Beton und Eisen 1909. Nr. 12.

Der Vorteil verjüngt gestalteter Fundamentkörper. Von Ing. O. Stern. Verfasser berechnet, daß ein Körper mit keilförmig gestalteter Grundfläche mehr tragen könne, als ein solcher mit ebener Grundfläche, bei gleicher Bodenpressung. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1909. Nr. 33.

Entstehung und Bedeutung der Zugrisse. Zu ihrer Vermeidung schlägt Prof. Dr. Saliger die Zulassung geringerer Eisenspannungen vor. Eisenbeton 1909. Nr. 17.

Über das Schwindmaß des armierten Betons. Von H. Fuchs. Rechnerischer Nachweis, daß das Schwindmaß mit wachsendem Durchmesser der Eiseneinlage abnimmt. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1909. Nr. 35.

Moments in Continuous Reinforced Concrete Beams under Uniform Loading. Von Spaulding. Die Erörterungen sollen dartun, daß man durchgehende Balken in der Mitte wie Balken auf zwei Stützen behandeln sollte, wegen der Unsicherheiten der Auflagerbedingungen. Eng. News 1909. Nr. 14. Seite 344.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Etude sur le glissement longitudinal des aciers dans les poutres en béton armé. Courtinot, Ing. civ. Die französischen Vorschriften setzen die Schub-, Scher- und Haftspannung zu $\frac{1}{10}$ des zulässigen Betondruckes fest. Verfasser schlägt ein gutes zeichnerisches Verfahren vor, um die notwendige Verankerungslänge der Eisen zu finden. Génie civil 1909. Nr. 21.

Tests of Bond between Steel and Concrete. Von Berry. Bericht über Versuche über Haftfestigkeit von Eisen in Beton. The Eng. Record 1909. Nr. 10. S. 278. — Armierter Beton 1909. Nr. 10.

Reinforced Concrete Columns. Von Twelvetrees. Besprechung von Versuchen Talbots. Betonmischung $1:1\frac{1}{2}:3$ ergab 32% größere Druckfestigkeit als Mischung $1:2:4$ und kostete nur 15% mehr. Spiralarmierung läßt in den gewöhnlichen Belastungsfällen dieselben Längen- und Breitenänderungen der Betonsäule zu, nur die Bruchlast ist größer als bei gewöhnlicher Armierung mit gleichem Eisengehalt. Engineering 1909. September. S. 338 u. 405. — s. L. Oktober 1909. III. S. 436.

Tests of Plain and Reinforced Concrete Columns. Von Withey. Versuche mit 52 Säulen sind in Wisconsin ausgeführt worden, um Einfluß der Bewehrung festzustellen. 1% Eisengehalt für Querarmierung erscheint genügend. Die Spiralarmierung erhöht die Druckfestigkeit, läßt aber Säulenverkürzungen unter gewöhnlicher Belastung genau wie bei anderen Eiseneinlagen eintreten. Bessere Betonmischung vergrößert die Tragfähigkeit mehr, als Vermehrung des Eisenquerschnittes bei schlechterem Beton. The Eng. News 1909. Nr. 12. S. 300. — s. L. Oktober 1909. III. S. 436.

Neue Versuche an Betoneisenbalken. Von Dr. Leon. Besprechung und Beschreibung der Versuche von Dr. Müller über das Wandern der Nulllinie. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1909. Nr. 40.

Die Probelastung einer Bulbeisen- decke nebst Untersuchung des Genauig-

keitsgrades einiger für die Durchbiegung von Eisenbetonbalken angegebenen Formeln. Von Dipl.-Ing. Kaufmann. Verfasser untersucht die Gründe, warum die berechneten Senkungen nicht mit den tatsächlichen übereinstimmen. Beton und Eisen 1909. Nr. 12.

Die Wirkung der Einspannung. Beobachtung von Zugrissen über dem Balkenaufleger. Mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 12.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

V. Ausführungen.

1. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren; Allgemeines über Beton und Eisenbeton.

Dalles creuses en ciment armé. Hohle Platten, fabrikmäßig hergestellt, von 10 cm Höhe, ähnlich unseren Zementstegdielen. Mit Abb. Le Ciment 1909. Nr. 9.

A New Tile and Concrete Floor System. Neuartige, dreikantige Hohlsteine sind beim Bau von Decken in einer Schule zu Newark mit Erfolg verwendet worden. The Eng. Rec. 1909. Nr. 13. S. 350. Mit Abb.

Le condizioni di successo nella preparazione dei prodotti a base di cemento. Ratschläge und Winke für die Herstellung von Zementwaren. Il Cemento 1909. Nr. 16.

Betonpfähle nach dem Simplex-System. Nach einem Vortrag von Th. Mc. Kellar. Allgemeines und bauliche Einzelheiten. Beton-Ztg. 1909. Nr. 39.

Joint renforcé pour conduites en ciment armé. Verbindung der einzelnen Teile von Rohr-

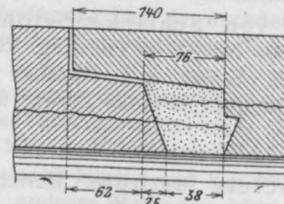


Fig. 1.

leitungen in Eisenbeton in der gezeichneten Weise. Le Génie civil 1909. Nr. 15.

Renforcement de poteaux télégraphiques en bois, à leur base, par du béton armé. Vorschlag zur Ausbesserung angefallter Holzmasten mit Hilfe von Eisenbeton. Die beiden gesunden Teile des Mastes werden durch Eisenstäbe über den angefallten Teil hinweg gut verbunden; das Ganze wird dann in Beton einge-

stampft. Man kann auf diese Weise auch den ganzen unteren Teil eines Mastes durch einen

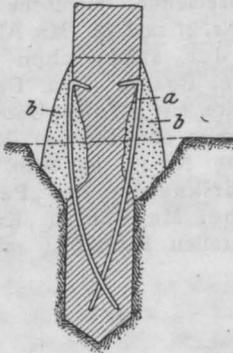


Fig. 2.

Betonklotz ersetzen. s. Abb. Le Génie civil 1909. Nr. 19.

La pierre silico-calcaire. Von E. Leduc. Allgemeines und Beschreibung einer Fabrik zur Herstellung von Kalksandsteinziegeln in der Nähe von Vernon. Mit Abb. — Influence de la chaux expansive dans la fabrication des briques en silico-calcaire. Revue des mat. de constr. et de trav. publ. 1909. Nr. 8 u. 9.

Kunststein und Naturstein. Zement und Beton 1909. Nr. 38. s. L. Oktober 1909. V, 1. S. 436.

Die ästhetische Ausbildung der Ingenieurbauten. Von H. Muthesius. Verfasser tritt der althergebrachten Ansicht entgegen, die Ingenieurbauten ließen sich nicht künstlerisch gestalten: Die Schönheit, soll sich aus der Sache heraus ergeben, nicht durch zugetragene Zierteile. Außerordentlich treffende Bemerkungen! Man kann wohl mit dem Verfasser von einem „technischen“ Wandel unseres Schönheitsempfindens reden. Zeitschr. Ver. deutsch. Ing. 1909. Nr. 31.

2. Ausführungen im Hochbau.

Betonpfahlgründungen beim Neubau des Personenbahnhofes in Karlsruhe. Von Rgbmstr. Amman. Kosten der Pfähle (0,32 · 0,32 m mit 4 Ø 22 mm) 16 M für 1 lfd. m. Länge 5,60 m. Angabe von Einzelheiten mit Abb. Beton-Ztg. 1909. Nr. 35.

Large Concrete Piles. Von Johnston. Angaben über neuere Ausführungen von Gründungen auf Betonpfählen, deren Baugrube durch Einrammen mit besonderen Fallgewichten geschaffen wurde. Probelastungen ohne wesentliche Senkung. The Eng. Record 1909. Nr. 13. S. 362. Mit Abb.

Gründung des neuen Regierungsgebäudes in Düsseldorf auf Eisenbetonpfählen. Probelastung ergab bei 1225 qcm

Querschnitt eine Tragfähigkeit von weit über 60 t; zugelassen wurden 55 t. 1172 Pfähle von 7–12 m Länge. Fünfeckiger Querschnitt, da dieser eine dichtere Diagonalverschnürung durch 5 Bügel zuläßt und zugleich in der Mitte ein Rohr für Wasserspülung aufnehmen kann. 5 Rundeisen von 18 mm Ø. Erhärtung 4–6 Wochen. Verschiedene Pfähle haben beim Rammen eine 1,30 m starke Betonplatte (in der zu durchdringenden Bodenschicht) glatt durchschlagen! 1 m gerammte Pfahlänge kostete 25,70 M. Beschreibung mit guten Abb. Zentralbl. d. Bauv. 1909. Nr. 73.

Saaldecke mit gewölbter Untersicht. Tragteile sind Rippen oberhalb der inneren Wölbfläche. Abb. mit Berechnung. Zement und Beton 1909. Nr. 39.

Le costruzioni di cemento armato del sistema Brazzola. Eisenbetondecke mit Rippenbalken. Wird auf eisernen Formblechen gestampft, die dem Hohlraum zwischen den Rippen entsprechen. An der unteren, 6 cm breiten Fläche der Rippen werden Holzbohlen befestigt, an die jede beliebige ebene Verkleidung der Decke angeschlagen werden kann. Angabe von Einzelheiten und Beispielen. Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 17.

Wasserturm von 300 cbm Inhalt. Behälterunterkante 25 m über Gelände; Behälter getragen von 7 Säulen. Mit guten Abb. Eisenbeton 1909. Nr. 17.

Réservoir d'eau en béton armé. Hochbehälter aus Eisenbeton in Form eines runden Turmes. Innerer Durchmesser 9,15 m und 6,71 m, Höhe 40 m. Behälterboden, gewölbt, in 27,4 m Höhe über dem Boden. Inhalt 380 cbm. Einzelheiten und Abb. Nouvelles annales de la constr. 1909. Nr. 9.

Wasserturm. 56 m Höhe, 4,3 m äußerer Durchmesser. Mit Abb. Zement und Beton 1909. Nr. 40.

Zylinderförmige Zementsilos. Von M. Sander. Kurze Berechnung und Beschreibung des Bauvorganges. Mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 12.

Runder Schornstein aus Zementputz auf einem Gerippe von Rundeisen und Putzblech. Einige Berechnungen. Beton und Eisen. 1909. Nr. 12. Mit Abb.

A Large Reinforced Concrete Dome on a Church. Los Angeles. Ausführliche Angaben über die in Eisenbetonfachwerk erstellte Kirche, deren mittlerer Teil durch eine rd. 20 m weite Kuppel überspannt wird. Zahlreiche Einzelheiten betr. Bauvorgang und Bauteile. Eng. News 1909. Nr. 10. S. 237. Mit Abb.

Cost of Concrete Buildings. Für große Fabrik- und Warenhäuser werden bei Vergebungen etwa 15–20% billigere Preise in Eisenbeton erzielt als für solche in Eisenfachwerk mit feuer-

sicherem Ausbau, während Ziegelbauten noch 5 bis 15% billiger sind. The Eng. Record 1909. Nr. 13. S. 348.

Moderne Fabrikbauten in armiertem Beton. Vortrag von H. Gröger. Entwicklung des Eisenbetons vom Standpunkt der Rechenmethoden und der baupolizeilichen Verordnungen; Feuersicherheit; Beispiele von Fabrikbauten. Zeitschrift östr. Ing. u. Arch.-V. 1909. Nr. 37 und 38. Mit Abb.

A Large Reinforced Concrete Grain Warehouse in Duluth. Der im Bau befindliche Getreidespeicher soll etwa 22 500 cbm Fassungs-

Kurze Angaben über ein von der Firma Wolle in Leipzig ausgeführtes Schwimmbad, Halle 10 m lichte Weite, 19,3 m lang. Wasserbecken 8 x 17 m. Zahlreiche Einzelheiten. Deutsche Bztg. Mitteilungen 1909. Nr. 21 und 22. Mit Abb.

Neubau der städtischen Licht- und Wasserwerke, Posen. U. a. Dachbinder von 21,3 m Stützweite, mit geradem Untergurt und gebogenem Obergurt, ohne Streben. Mittenhöhe 3 m. Eisenbeton 1909. Nr. 19. Mit Abb.

Papierfabrikneubau der „Papyrus“-A.-G. in Waldhof bei Mannheim. Kurze Angaben über einen großen Fabrikbau mit zahlreichen

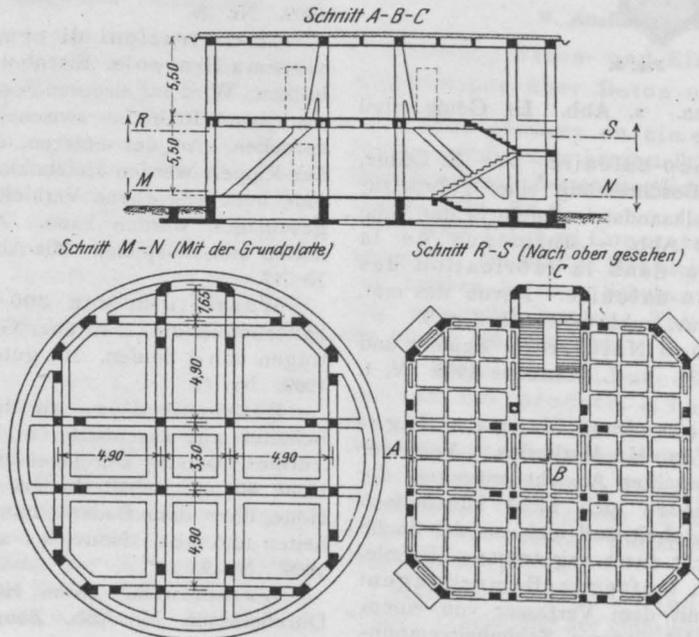


Fig. 3.

raum erhalten. Herstellung in Eisenfachwerk mit Betonumhüllung. Angabe von Baueinheiten. The Eng. Record 1909. Nr. 9. S. 237. Mit Abb.

The Boxter Building. Portland, Maine. Geschäftshaus von 8 Stockwerken in Eisenbetonfachwerk mit Ziegelwänden. Einzelheiten über Betonbereitung und Bauausführung. Cement Age 1909. s. L. 1909. Juni. V, 2. S. 266. September S. 186. Mit Abb.

Reinforced Concrete Buildings for a Large Manufacturing Plant. Großes Kaufhaus zu Argo bei Chicago in Eisenbetonfachwerk. Ausführliche Angaben über die Gründung, Bauvorgang und Einzelheiten. Eng. News 1909. Nr. 11. S. 212. Mit Abb.

Die Eisenbeton-Konstruktionen des Stadtbades in Annaberg im Erzgebirge.

interessanten Einzelheiten. Deutsche Bztg. Mitteilungen 1909. Nr. 19 und 20. Mit Abb.

Extended Plant of the American La France Fire Engine Company. Die zahlreichen Gebäude der Gesellschaft für Feuerlöschwesen zu Elmira sind in Eisenbeton erbaut. Angabe von Einzelheiten. The Eng. Record 1909. Nr. 13. S. 360. Mit Abb.

A Reinforced Concrete Saw Mill. Kurze Angaben über eine zweigeschossige Sägemühle in Eisenbeton. The Eng. Record 1909. Nr. 11. S. 307.

Wagen- und Lokomotivschuppen der Salzburger Eisenbahn- und Tramway-Gesellschaft. Von F. Böhm. Dreischiffige Halle mit Rahmenbindern. Ausführliche Beschreibung und Berechnung. Beton und Eisen 1909. Nr. 11.

A Concrete Industrial Village. Von Lin-

coln. Um die Steinhalden der Eisenerzgruben zu Mineville zu verwerten, sind Versuche gemacht worden, Betonsteine daraus herzustellen. Das Verhältnis 1:5 gab gute Erfolge, so daß die Bergwerksgesellschaft zahlreiche Arbeiterhäuser und andere Bauten billig in Betonhohlsteinen und teilweise Eisenbeton erstellen konnte. Zahlreiche Abbildungen von Gebäuden. *Cement Age* 1909. September. S. 158.

Description of Butler Sheldon Residence. Kurze Angaben über ein Wohnhaus, Grundriß und Ansichten. *Cement Age* 1909. September. S. 173.

Le bois fondu. — Les maisons coulées, Beispiel eines Hauses nach der Bauweise Edison. Mit Abb. *Le Ciment* 1909. Nr. 8.

I progetti premiati al Concorso per Costruzioni edilizie nelle regioni italiane

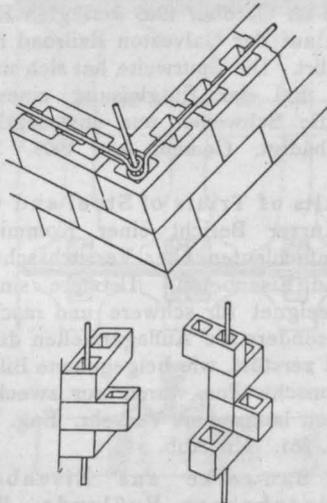


Fig. 4.

soggette a movimenti sismici. Weitere Veröffentlichung von Entwürfen für erdbebensichere Bauten, mit sehr ausführlicher Beschreibung und Begründung. Entwürfe der Ing. V. Gianfranceschi und G. Revere, s. Fig. 3, von Ing. A. Danusso, Fig. 4, und von Dr. Ing. F. von Emperger. *Il Cemento* 1909. Nr. 16, 17 u. 18. Zu letzterem s. L. Oktober 1909. V, 2. S. 438.

Relazione della Giuria del Concorso per Costruzioni edilizie nelle regioni italiane soggette a movimenti sismici indetto dalla Società Cooperativa Lombarda di Lavori Pubblici sotto gli auspici del Collegio degli Ingegneri ed Architetti di Milano. Bericht des Preisgerichts in dem schon oft genannten Wettbewerb, mit einem Überblick über die Entwicklung und den heutigen Stand der Bauweisen in Erdbebengebieten, mit eingehender Besprechung der verschiedenen eingereichten Entwürfe und ihrer Eigenheiten und

mit Begründung des gefälltten Spruches. *Il Cemento* 1909. Nr. 18 und 19.

Buildings designed to Resist Earthquake. Angaben nach *Il Cemento* 1909. *Cement Age* 1909. September. S. 198.

3. Ausführungen im Brückenbau.

The Reconstruction of a Pier of the Poughkeepsie Bridge. Ein früher in schmale Teile aufgelöster Pfeiler wurde durch Einbau von Eisenbetonplatten und Ausfüllen der Hohlräume mit Beton in einen zusammenhängenden Mauerkörper umgewandelt. *The Eng. Record* 1909. Nr. 13. S. 349. Mit Abb.

Jochbrücken aus Eisenbeton. Auf den Linien der Chicago-Burlington- und Quincy-Eisenbahn. Öffnungen zwischen 4,2 und 4,8 m; Joche aus je sechs Pfählen, mit oberem Jochholm von $0,75 \times 1$ m Querschnitt, auf dem die Hauptträger liegen. Zur Versteifung dann und wann Doppeljoche. Bis jetzt 23 Brücken von im ganzen 830 m Länge. Mit Abb. *Zement und Beton* 1909. Nr. 37.

The Monroe Bridge. Angaben über die schon früher erwähnte Bogenbrücke mit rund 84 m weiter Mittelöffnung. *Eng. News* 1909. Nr. 11. S. 241. Mit Abb.

The Stone Arch Bridge at Wiesen. Ausführliche Angaben über den Landwasserviadukt. *Eng. News* 1909. Nr. 12. S. 293. Mit Abb. — s. L. August 1909. V, 3. S. 329; Die Bahnlinie Davos-Filisur.

Bogenbrücke Alphons XIII. auf Teneriffa. Mit Abb. *Beton u. Eisen* 1909. Nr. 12. — s. L. September 1909. V, 3. S. 374.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Irrigation Works of the United States Government. Kurze Besprechung neuerer großer Wasserbauten in Amerika; dabei wurden häufig eigene Zementfabriken von der Bauverwaltung in der Nähe der Baustelle errichtet. *The Engineer* 1909. September S. 311, Oktober S. 337. Mit Abb.

The Construction of the Barker Dam near Boulder. Eine große in Zyklopenmauerwerk gedachte Talsperre von 54 m Höhe. Angaben über Erdarbeiten und Betonbereitung für die Gründung. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 14. S. 369. Mit Abb.

Aveuglement d'un barrage à l'aide de béton armé. Von einem Wehr aus Mauerwerk in Crampagna am Ariège war eine Länge von 26 m weggerissen worden; der Versuch, das Mauerwerk im Schutze eines Fangedammes wieder herzustellen, mißlang, da dieser durch eine Hochflut weggespült wurde. Auf Vorschlag der Fa. Hennebique wurde in die Lücke schließlich ein Nadelwehr aus Eisenbeton eingebaut. Den oberen Wehrholm bilden zwei Träger in 1 m

Entfernung, die durch Querträger aller 1 m und durch eine obere Platte verbunden sind. Sie lagern auf drei Pfeilern, von denen der eine auf dem noch stehenden Teile des Wehres, der mittlere auf einer kleinen Felseninsel und der dritte am Ufer des Flusses errichtet wurde. Die Nadeln, ebenfalls aus Eisenbeton, lehnen sich oben gegen den Wehrholm, unten gegen die felsige Flußsohle; Führungsnuten erleichterten den vorschriftsmäßigen Einbau. Schließlich wurde das Ganze stromauf und stromab mit Steinpackung umgeben. Mit Abb. *Le Ciment* 1909. Nr. 9.

A Reinforced Concrete Spillway with Concentrated Crest Length. Kurze Angaben über eine eigenartige Wehranlage mit kammförmigem Überfall. *Eng. News* 1909. Nr. 11. S. 278. Mit Abb.

Dépôt d'Haslar pour sous-marins. Ladebühnen auf Eisenbetonpfählen. Kurze Beschreibung mit Abb. *Le Ciment armé* 1909. Nr. 9. s. L. August 1909. V, 3. S. 330.

Galveston's Wonderful Concrete Sea Wall. Eine am 21. Juli tobende Sturmflut wurde von den neuen in Eisenbeton hergestellten Ufermauern gut ausgehalten. *Cement Age* 1909. September S. 193 und 204.

Uferbefestigung aus Eisenbeton. Nach dem Verfahren von de Muralt. Beschreibung ausgeführter Anlagen mit guten Abb. *Zement und Beton* 1909. Nr. 39.

Caisson flottant pour digue. quai etc. Senkkasten aus Eisenbeton von beträchtlichen Abmessungen, der schwimmend an die Baustelle gebracht und dort versenkt wird. Eingehende Beschreibung von Beispielen nach dem Patent Hennebique. Mit Abb. *Annales des trav. publ. de Belgique* 1909. Nr. 4. S. 856.

Construction Plants for the Pacific Locks of the Panama Canal. Angaben über die Bauplatzanlagen und maschinellen Einrichtungen zur Förderung und zum Einbau der ungeheuren Betonmassen beim Schleusenbau bei Miraflores, rd. 1,5 Millionen cbm. *The Eng. Rec.* 1909. Nr. 13. S. 340. Mit Abb.

Wasserversorgung einer Fabrikanlage. Das Pumpenhaus von 15,25 m innerem Durchmesser wurde als Senkbrunnen bis zu 12 m unter Hochwasser gegründet, ein Sammelbecken im Flusse als schwimmender Senkkasten eingebaut. Beschreibung des Bauvorganges mit Abb. *Zement und Beton* 1909. Nr. 40.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

The Design of Retaining Walls. Zahlreiche Beispiele von Stützmauerquerschnitten, wie sie in den letzten Jahren bei Eisenbahnen Amerikas

ausgeführt wurden, in Bruchstein und Eisenbeton. *The Eng. Record* 1909. Nr. 11. S. 288. Mit Abb.

Sinking Concrete Shafts. Angaben über einige Schachtabsenkungen durch wasserführende Schichten. Die bis 0,9 m starken Betonwände waren durchaus wasserdicht. *The Eng. Record* 1909. Nr. 10. S. 263.

Lettre ouverte aux compagnies de chemins de fer. Von N. de Tédesco. Aufforderung an die Eisenbahngesellschaften, Eisenbetonschwellen statt der Holzschwellen einzuführen, zum mindesten aber Versuche damit zu machen. Hinweis auf Italien. *Le Ciment* 1909. Nr. 8.

Traverse de chemin de fer en ciment armé de métal déployé et de rondins d'acier, Syst. Mich. Sarda. Siehe Fig. 5. *Le Ciment* 1909. Nr. 8.

The Utility of the Concrete Railroad Tie. Die im Oktober 1905 verlegten Eisenbetonschwellen auf der Galveston Railroad haben sich gut bewährt. Die Spurweite hat sich unverändert erhalten. Bei der Entgleisung eines Wagens wurden die Schwellen nur unwesentlich äußerlich beschädigt. *Cement Age* 1909. September S. 183.

Results of Trials of Steel and Concrete Ties. Kurzer Bericht einer Kommission von Eisenbahnfachleuten über Versuchsschwellen aus Eisen und Eisenbeton. Letztere sind darnach wenig geeignet für schwere und rasch fahrende Züge, besonders die Auflagerstellen der Schienen sind bald zerstört, wie beigegebene Bilder zeigen. Eisenbetonschwellen waren nur zweckmäßig bei Bahnen mit langsamem Verkehr. *Eng. News* 1909. Nr. 14. S. 361. Mit Abb.

Die Bauwerke aus Eisenbeton der Jekaterinenbahnen Rußlands. Kurzer Bericht über Verwendung von Eisenbeton bei genannter Bahn für 100 Plattendurchlässe, 10 Straßenerunterführungen, 2 Wasserbehälter, 13 100 qm Decken und Wände, 2 Dächer für Lokomotivschuppen. *Deutsche Bztg. Mitteilungen* 1909. Nr. 21.

A Reinforced Concrete Water Tank. Wasserbehälter von rd. 9 m lichter Weite, etwa 28 m hoch ist zu Empalme in Mexico errichtet worden. *The Eng. Record* 1909. Nr. 13. S. 350.

The Construction of Ten Additional Sandfilters at Pittsburgh. Klärbecken in Eisenbeton, Angaben über den Bauvorgang. Zahlreiche Abb. *The Eng. Record* 1909. Nr. 12. S. 312.

Wasserversorgungsanlage der bosnisch-herzegovinischen Staatsbahnen in Hrasno. Von Ing. R. Hesz. Wasserbehälter in Eisenbeton von 30 m innerem Durchmesser, 7,50 m Wasser- und 12 m lichter Scheitelhöhe, mit einer Eisenbetonkuppel überdeckt, Fassungsraum 6000 cbm. Bauliche Einzelheiten mit guten

Abb. Tabelle der Senkungen beim Ausrüsten
der Kuppel. Beton und Eisen 1909. Nr. 12.
A Triumph for Cement Pipe. Einige

gute Dichte der Leitung. Cement Age 1909.
September. S. 201.
The New Sprinkling Filter at Reading.

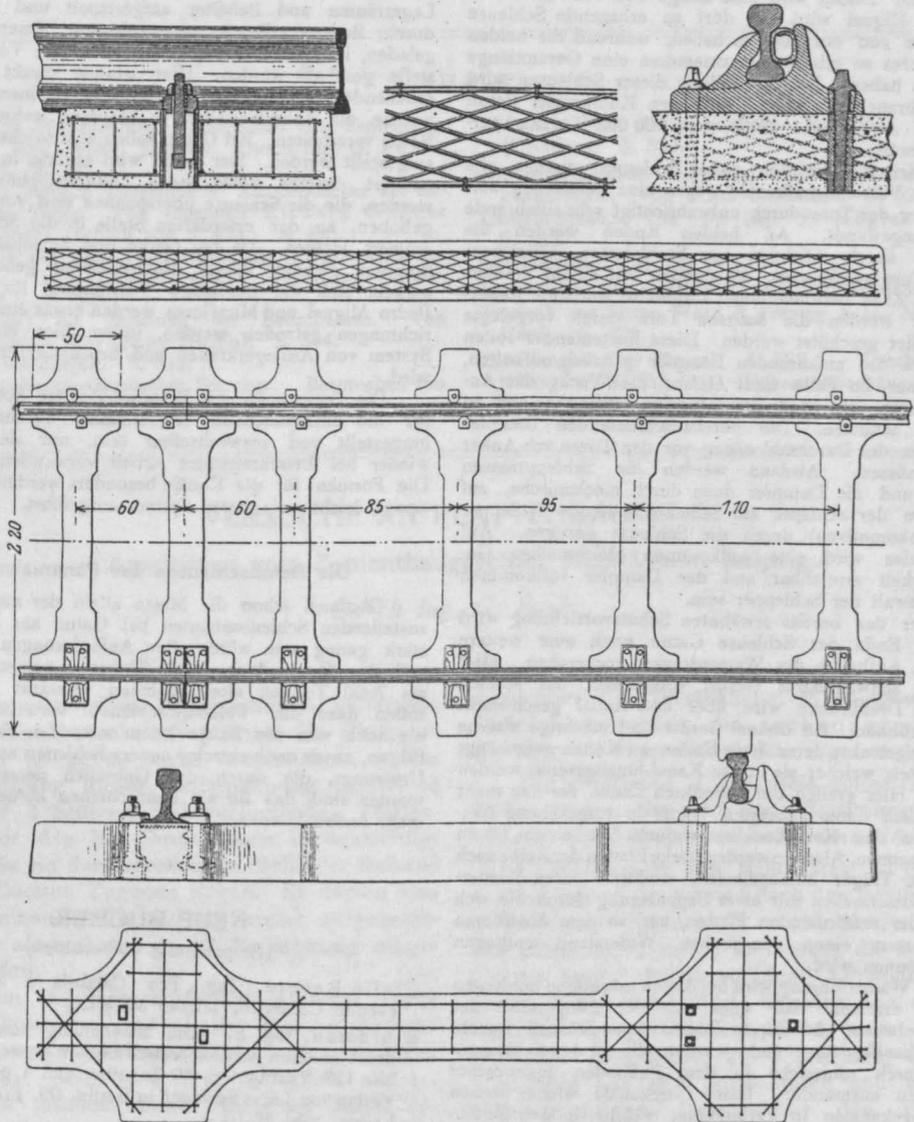


Fig. 5.

größere Druckwasserleitungen in Amerika werden in Eisenbeton hergestellt, da hierdurch die Kosten bedeutend ermäßigt werden. Versuche ergaben

Ausführliche Angaben über eine Abwässerungsanlage mit zahlreichen Betonarbeiten. The Eng. Record 1909. Nr. 13. S. 351. Mit Abb.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Die Betonschleusenbauten am Panamakanal.

Man hat sich in Amerika endlich über die Konstruktionen der beim Panamakanal anzuwendenden Schleusenbauten geeinigt. Nach den veröffentlichten Mitteilungen

sollen im ganzen sechs Schleusen vorgesehen werden und zwar drei bei Gatun auf der atlantischen Seite der Landenge, eine bei Pedro Miguel und zwei bei Miraflores, auf der entgegengesetzten Seite der Landenge. Die Kanalhöhe von Gatun bis nach Pedro Miguel wird etwa 26 m über Meereshöhe betragen und sich im Gatunsee hinziehen. Die Schleusen sollen je 300 m lang und etwa über 30 m

breit werden und sämtlich doppelt ausgeführt werden, d. h. es sollen immer zwei komplette Schleusen nebeneinander gebaut werden. Die drei Schleusen bei Gatun werden in einem gebaut, sodaß sie ein mächtiges massives Betonstück bilden. Dieses wird eine Länge von 1150 m haben. Bei Pedro Miguel wird die dort zu erbauende Schleuse eine Länge von etwa 600 m haben, während die beiden bei Miraflores zu erbauenden zusammen eine Gesamtlänge von 850 m haben. Die Herstellung dieser Schleusen wird einen Verbrauch von über 7 Millionen Kubikmeter Beton erfordern. An Zement allein wird 900 000 Tonnen verbraucht werden.

Bei der Konstruktion dieser Schleusen werden alle möglichen Vorsichtsmaßregeln gegen eine Zerstörung derselben oder der Tore durch unbeabsichtigt schnellfahrende Schiffe angewandt. An beiden Enden werden die Schleusen durch mächtige aus Stahlplatten zusammengebaute Tore geschlossen, die doppelt mit einem Wasser-raum von 23 m zwischen ihnen ausgeführt werden. Außerdem aber werden die äußeren Tore durch vorgelegte Kettenfender geschützt werden. Diese Kettenfender sollen nicht etwa die anfahren den Dampfer gänzlich aufhalten, sondern nur im Falle einer Gefahr die Wucht des Anpralles durch den Stoß des Dampfers abfangen und so die Tore schützen. Die durchzuschleusenden Dampfer werden vor der Durchschleusung vor den Toren vor Anker gehen müssen. Alsdann werden die Schlepprossen befestigt und die Dampfer dann durch mechanische, auf den Seiten der Schleuse auf Schienen laufende Schlepper (Schlepplokomotiven) durch die Schleuse gezogen. Auf diese Weise wird eine vollkommen gleichmäßige Geschwindigkeit erreichbar und der Dampfer vollkommen in der Gewalt der Schlepper sein.

Außer der bereits erwähnten Schutzvorrichtung wird bei dem Ende der Schleuse Gatun noch eine weitere zum evtl. Aufhalten des Wasserdruckes vorgesehen. Hier wird ein schwenkbares Gerüst vorgesehen, das ähnlich wie eine Drehbrücke wird über den Kanal geschwenkt werden können. An diesem Gerüst sind mächtige eiserne Träger angelenkt, deren freie Enden an Ketten aufgehängt sind, mittels welcher sie in den Kanal hinabgesenkt werden können. Hier greifen die versenkten Enden der nun mehr schräg nach unten geneigten Träger in vorgesehene Auskerbungen des Kanalbodens, wodurch sie einen festen Halt bekommen. Alsdann werden starke Platten der Reihe nach auf diese Träger hinabgelassen, wodurch deren Vorderseite gewissermaßen mit einer Bepanzerung durch die sich aufeinander aufstürmenden Platten, und so dem Abströmen des Wassers einen energischen Widerstand entgegen setzen können wird.

Die Wasserführung wird bei diesen mächtigen Schleusen dadurch erreicht, daß quer zu der Längsachse der Schleusenbecker in deren Boden eine größere Anzahl von Leitkanälen angebracht werden, die in den Schleusenraum durch zahlreiche in dem Fußboden angebrachte Öffnungen ausmünden. Diese Querkäle wieder stehen mit Längskanälen in Verbindung, welche in den Seitenwänden der Schleusenkammern eingebaut sind, und einem Durchmesser von 6 bis 7 m haben. In diesen letzteren wird die Strömung des Wassers durch mächtige Tore kontrolliert und reguliert. Da auf diese Weise mehrere hundert Speiseöffnungen vorgesehen werden, die gleichmäßig über die ganze Schleusenkammer verteilt sind, wird das Füllen und Entleeren derselben sehr schnell und gleichmäßig von statten gehen.

Natürlich erfordert die Herstellung von derartig

mächtigen Betonbauwerken besondere Vorrichtungen zum Bewegen der Materialmassen. Bei Gatun werden an 3,5 Millionen Kubikmeter Beton verwendet werden müssen. Die von den verschiedenen Punkten herangeführten Sand-, Stein- und Zementmassen werden in vorher bestimmte Lagerräume und Behälter aufgestapelt und von diesen durch Bodenventile in untergefahrenen Eisenbahnwagen geladen, in welchen sie alsdann bis an die Verarbeitungsstelle geschafft werden. Hier werden direkt an der zu erbauenden Schleuse die Betonmischmaschinen aufgestellt, welche die Rohmaterialien in Empfang nehmen und zu Beton verarbeiten. Bei Gatun sollen acht solcher Maschinen aufgestellt werden. Der Beton wird alsdann in Tankwagen entleert, welche unter große Drahtseilbahnen gefahren werden, die die Schleuse überspannen und von diesen angehoben, an der erforderlichen Stelle in die Schleusenform entleert werden. Da bei Gatun drei Schleusen von vollkommen gleicher Bauart hintereinander gebaut werden, eignete sich die besondere Vorrichtung für hier. Bei Pedro Miguel und Miraflores werden etwas einfachere Vorrichtungen getroffen werden, indem hier ein getrenntes System von Auslegerkränen und Brückenkränen verwendet wird.

Die Formen für die Betonwände der Schleusen und für die einzubauenden Wasserkanäle werden aus Stahl hergestellt und auswechselbar sein, um sie so immer wieder bei fortschreitender Arbeit verwenden zu können. Die Formen für die Kanäle besonders werden nach einem neuen, leicht zerlegbaren System ausgeführt.

Die Betonschleusen des Panamakanals.

Ogleich schon die Masse allein der aus Beton herzustellenden Schleusenbauten bei Gatun am Panamakanal stark genug sein würde allen Anforderungen zu genügen, soll der Beton doch durch Einbauen von nicht weniger als 7000 Tonnen alter Schienen verstärkt werden. Es sollen dazu die Feldebahn-schienen verwendet werden, die noch von den Bauperioden unter den Franzosen herühren, sowie auch einzelne neuere Schienen amerikanischen Ursprungs, die durch den Gebrauch derartig verbogen worden sind, daß sie als Bahnschienen keine Verwendung mehr finden können.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

- Giulio Revere, Ing. Pro Calabria e Sicilia, II, o Premio Conferito, Milano MCMIX.
- Björnstad, Ing. E. „Die Berechnung von Steifrahmen nebst anderen statisch unbestimmten Systemen“. 229 S. Mit 127 Textfiguren, 19 Tabellen und 1 graph. Anlage. Verlag von Julius Springer in Berlin. 09. Preis M 9.—; in Leinw. geb. M 10.—.
- Glockemeier, Dipl. Berging. G. „Buchführung und Bilanzen.“ Eine Anleitung für technisch Gebildete. 76 S. Verlag von Julius Springer in Berlin. 09. Preis M 2.—.
- Geusen, Dipl.-Ing. L. „Die Eisenkonstruktionen“. Ein Lehrbuch für bau- und maschinentechnische Fachschulen, zum Selbststudium und zum praktischen Gebrauch. 290 S. Mit 518 Fig. Verlag von Julius Springer in Berlin. 09. In Leinw. geb. Preis M 12.—.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.