Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 101/102 (1933)

Heft: 7

Artikel: Die Formänderungen einfacher und durchlaufender Stahlträger: mit einem Versuch

Autor: Hartmann, Friedrich

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-82950

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 08.01.2026

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

INHALT: Die Formänderungen einfacher und durchlaufender Stahlträger. Mit einem Versuch. — Zwei neuzeitliche Kleinkirchen. — Von der Rhone-Rheinschiffahrts-Verbindung. — Baubudget 1933 der Schweizer. Bundesbahnen. — Mitteilungen: Das Pariser Druckluftnetz. Schnellzuglokomotiven mit Stützstender. Aerodynamische Ermittlung der Kastenform von Schienenomnibussen. Der Deutsche Beton-Verein. Basler Rheinhafenverkehr. Ein Langstreckenflug über rd. 8700 km. — Wettbewerbe: Holzhaus-Wettbewerb der „Lignum" und des S. W. B. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine. — Vortrags-Kalender.

Band 101 Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet. Nr. 7

Die Formänderungen einfacher und durchlaufender Stahlträger. Mit einem Versuch.

Von Prof. Dr. FRIEDRICH HARTMANN, Wien.

Zur Erklärung des plastischen Verhaltens von Trägern ist es nützlich, sich eine richtige Vorstellung über die *Grösse der Formänderung* eines einfachen Balkens nach Erreichung der Streckgrenze zu verschaffen. Dazu genügt ein zeichnerisch-rechnerisches Verfahren, das mit jeder gewünschten Genauigkeit durchgeführt werden kann, doch ist grosse Genauigkeit unnötig, weil die Arbeitslinie sehr verschieden verlaufen kann. Unter bekannten Voraussetzungen kann aus der Arbeitslinie der Spannungsverlauf im unelastischen Bereich eines gebogenen Trägers ermittelt werden. Nach der Plastizitätstheorie hängt der Eintritt des bildsamen Zustandes allerdings streng genommen nicht allein von der Grösse der Biegespannung ab, doch genügt es hier durchaus, $\sigma = \sigma_S$ als Fliessbeginn anzunehmen.

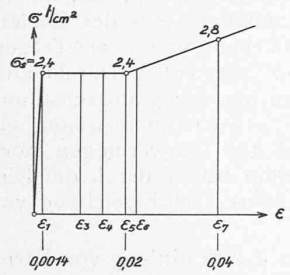

Abb. 1

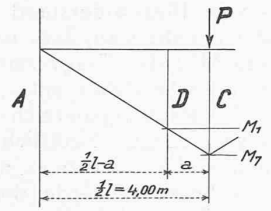

Abb. 2

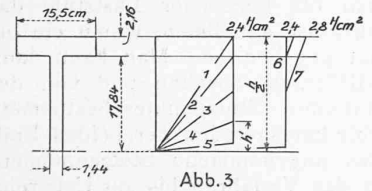

Abb. 3

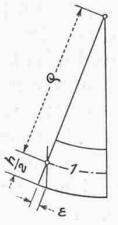

Abb. 4

Man kann in bekannter Weise aus der Arbeitslinie für eine beliebig angenommene Randdehnung ε die Spannungsverteilung über den Querschnitt erhalten. Das statische Moment der Spannungskörper, bezogen auf die Nullinie, ergibt das innere Moment M_i, das der Querschnitt bei der gegebenen Spannungsverteilung aufzunehmen vermag. Der weitere Vorgang zur Bestimmung der Formänderung möge gleich an einem Beispiel gezeigt werden. Da es sich nur darum handelt, die Grössenordnung der Formänderungen zu erfahren, genügt es, hier eine vereinfachte Arbeitslinie mit $\sigma_P = \sigma_S$ anzunehmen (Abb. 1). Es sei $\sigma_S = 2{,}4$ t/cm² und der Streckbereich sei begrenzt durch die Dehnungen $\varepsilon_1 = 0{,}0014$ und $\varepsilon_5 = 0{,}02$. Der Träger mit der Stützweite $l = 8{,}00$ m sei nach Abb. 2 in der Mitte mit einer Einzellast P belastet. Die Momentenlinie ist also ein Dreieck. P sei so gross, dass max $M = M_7$, also jenem Moment gleich ist, das entsteht, wenn die Randdehnungen im Mittelquerschnitt $\varepsilon_7 = \pm 0{,}04$ betragen, wobei die Randspannungen $\sigma_7 = \pm 2{,}8$ t/cm² sind, also schon im Verfestigungsbereich liegen. Abb. 3 zeigt für den idealisierten Walzträgerquerschnitt I N P 40 einige Spannungsverteilungen, die den Randdehnungen $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \ldots \varepsilon_7$ entsprechen. In der folgenden Uebersicht sind für die verschiedenen ε aus den Spannungsverteilungen die inneren Momente $M_i = M$ berechnet, wobei $M_1 = 3530$ tcm jenes Moment ist, bei dem sich der Träger gerade noch durchaus elastisch verhält. Aus den beigegebenen Verhältniszahlen M/M_1 ist der Grad des Anwachsens der Momente zu erkennen. Aus Abb. 4 folgt $\varrho = \frac{h}{2\varepsilon}$ und daher

$$y'' = \frac{2\varepsilon}{h}.$$

Die Uebersicht enthält die Werte $h y'' = 2\varepsilon$.

	ε	M	M/M_1	$h y''$
1	0,00114	3530	1,00	0,00228
2	0,00128	3780	1,07	0,00256
3	0,00228	4020	1,14	0,00456
4	0,00456	4120	1,165	0,00912
5	0,02000	4140	1,170	0,0400
6	0,02240	4285	1,215	0,0448
7	0,04000	4688	1,325	0,0800

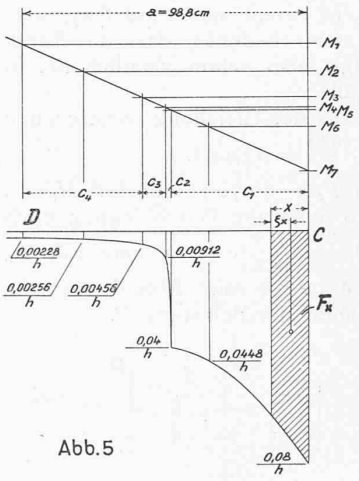

Abb. 5

Trägt man in der Momentenlinie Abb. 2 das Moment M_1 auf, so erhält man jenen Punkt D, der im Träger den elastischen Bereich $A\,D = \frac{1}{2}\,l - a$ vom unelastischen Bereich $D\,C = a = 98{,}8$ cm scheidet. In Abb. 5 werden nun von einer Wagrechten aus die y'' als Ordinaten aufgetragen, und zwar ist dies hier nur für den unelastischen Bereich $D\,C = a$ durchgeführt. Die Abszissen der y'' ergeben sich aus der Momentenlinie als Abschnitte der M_1 bis M_7. Im elastischen Teil $D\,A$ ist natürlich $y'' = M/E\,I$, hier also eine Gerade, die nicht mehr ganz eingetragen wurde. Die elastische Linie y erhält man nun durch zweimalige Integration der y''. Zweckmässig nimmt man den tiefsten Punkt C der elastischen Linie als Ursprung an und erhält für einen Punkt x den Neigungswinkel der elastischen Linie $\alpha_x = F_x$ und die Ordinate $y = F_x\,\zeta_x$, wenn F_x die über x liegende y''-Fläche und ζ_x den Abstand ihres Schwerpunktes vom Bezugspunkte x bedeutet. Da im elastischen Bereich $y'' = M/EI$ ist, ergibt sich hier als Sonderfall des allgemeinen Verfahrens das bekannte Mohr'sche Verfahren, bei dem die x in der Regel von der Stütze aus gezählt werden.

Es ist also ganz allgemein die Biegelinie des Balkens als Momentenlinie der als Belastung aufgefassten y''-Flächen des Balkens von der Stützweite l zu erhalten.

Für die Ausrechnung wurde das Kurvenstück über c_1 (Verfestigungsbereich) durch eine Parabel, in den Stücken c_2, c_3 und c_4 aber durch Gerade ersetzt. Man erhält $c_1 = 0{,}477\,a$, $c_2 = 0{,}015\,a$, $c_3 = 0{,}078\,a$, $c_4 = 0{,}430\,a$; ferner im Punkte $D \ldots \alpha_D = \sum_0^a F = 0{,}0300\,\frac{a}{h} = 0{,}074$ und $y_D = \sum_0^a F\,\zeta_D = 0{,}02231\,\frac{a^2}{h} = 5{,}4$ cm (Ordinate des Punk-

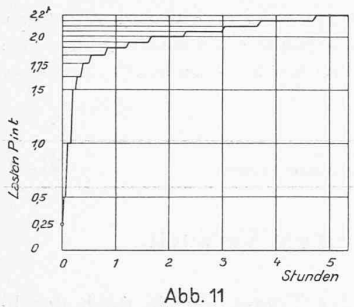

Abb. 11

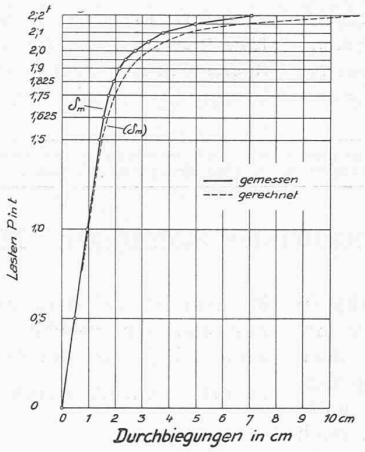

Abb. 12

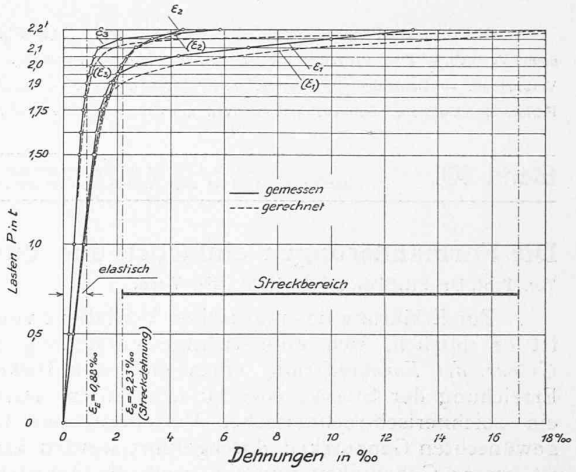

Abb. 13

tes D der Biegelinie bezogen auf C). Damit kann man nun leicht $y_A = \max \delta$ berechnen. Der Schwerpunktabstand der grossen Fläche F_D (über CD) von D ist nämlich $z_D = \frac{y_D}{\alpha_D} = \frac{5{,}4}{0{,}074} = 73$ cm.

Somit ist das statische Moment der Fläche F_D bezogen auf den Stützpunkt A

$$F_D z_A = F_D\left(z_D + \frac{1}{2} l - a\right) = 0{,}074(73{,}0 + 301{,}2) = \quad 27{,}7 \text{ cm.}$$

Dazu kommt das statische Moment der Dreiecksfläche über $DA = \frac{1}{2} l = a$ bezogen auf A

$$\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{0{,}00228}{40} \cdot 301{,}2\right) \cdot \frac{2}{3} \cdot 301{,}2 = \ldots\ldots \quad 1{,}7 \text{ „}$$

ergibt $\max \delta = 29{,}4$ cm

Die grösste Durchbiegung ist somit nur rund $l/27$, also überraschend klein, wenn man bedenkt, dass die Randdehnung schon 4 % beträgt, also schon ziemlich tief in den Verfestigungsbereich fällt.

Die tragbare Last ist aus der Gleichung zu berechnen $\frac{P_7 l}{4} = M_7$, also $P_7 = 4 \cdot \frac{46{,}88}{8} = 23{,}44$ t.

Für M_5 erhält man ebenso $P_5 = 20{,}70$ t und für M_1 ... $P_1 = 17{,}65$ t. Für P_1 kann man die Durchbiegung noch elastisch rechnen: $\max \delta_1 = \frac{P_1 l^3}{48 EI} = 3{,}0$ cm. Für P_5 wurde berechnet ... $\max \delta_5 = 5{,}5$ cm. Abb. 6 zeigt die Durchbiegungen als Funktionen der Belastung P.

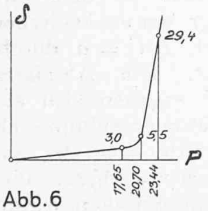

Abb. 6

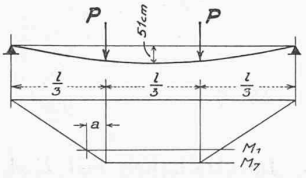

Abb. 7

Dass die Durchbiegung im gegebenen Falle auch für M_7 noch recht gering ist, erklärt sich aus der Kürze des unelastischen Bereiches a. Man erhält sofort wesentlich grössere Formänderungen, wenn man eine Belastungsweise wählt, die einen grossen unelastischen Bereich ergibt. Bei einem Träger, der nach Abb. 7 belastet ist, hat der unelastische Bereich die Länge $2a + l/3$. Der mittlere Teil $l/3$ ist kreisförmig mit dem kleinsten Halbmesser ϱ_7 gekrümmt, wenn man wieder $\max M = M_7$ annimmt. Man erhält jetzt unter den gleichen Annahmen wie früher für eine Randdehnung von 4 %

$$\max \delta_7 = 102{,}5 \text{ cm} \doteq l/8.$$

Da hier der mittlere Trägerteil $l/3$ für die Grösse der Durchbiegung ganz besonders entscheidend ist, sieht man leicht ein, dass für eine Randdehnung von 2 % (entsprechend M_5) ... $\max \delta_5 = \frac{1}{2} \max \delta_7$ sein muss. Die dazugehörige Biegelinie ist in Abb. 7 masstäblich eingetragen, woraus man erkennt, dass selbst in diesem sehr ungünstigen Belastungsfall die Einsenkung auch bei vollständigem Durchfliessen mit $\varepsilon = 0{,}02$ noch immer verhältnismässig gering ist. Es ist dabei zu beachten, dass die Formänderungen für ein Verhältnis $h/l = 1/20$ berechnet sind; bei grösserem Höhenverhältnis wird die Einsenkung entsprechend geringer. Ueberdies ist meistens die Dehnung nach vollständigem Fliessen kleiner als 2 %.

Aus den vorstehenden Berechnungen ist aber auch zu folgern, dass das Tragvermögen auch nach Durchlaufen des Streckbereiches noch lange nicht erschöpft ist, so weit es vom Biegewiderstand allein abhängt. Aus der Zahlentafel ersieht man, dass nach Erreichung von σ_S am Trägerrand (M_1) das Tragvermögen bis zum vollen Durchlaufen des Fliessbereiches mit $\varepsilon_5 = 0{,}02$ um 17 % anwächst, und im Verfestigungsbereich bis $\varepsilon_7 = 0{,}04$ noch weiter um 15,5 % steigt. Natürlich würde das Tragvermögen noch mehr steigen, wenn es nicht schon früher durch die Kippung begrenzt würde, die spätestens nach Erreichung von σ_S im Flansch eintritt.

Das geschilderte Verfahren der Ermittlung von Formänderungen kann natürlich auch zur Berechnung von *Durchlaufträgern* im plastischen Bereich verwendet werden. Allerdings ist die Berechnung etwas umständlich. Für einen Zweifeldbalken muss man bei gegebener Laststufe das Stützenmoment schätzungsweise annehmen, womit ein bestimmter Momentenverlauf gegeben ist. Man kann dann die zugehörigen y'' als Belastung ansehen und von der Biegelinie die Lage des mittlern Stützpunktes bestimmen. Liegt dieser auf der Verbindungsgeraden der beiden Endstützpunkte, dann ist das angenommene Stützenmoment richtig. Andernfalls muss das Verfahren bis zur Uebereinstimmung wiederholt werden.

VERSUCHSBESCHREIBUNG.

Die Berechnung von Durchlaufträgern unter Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens des Stahles hat bekanntlich durch die Versuche von Maier-Leibnitz [1]) eine gute Stützung erfahren. Diese Versuche waren, ebenso wie die spätern Versuche von Schaim [2]), mit Zweifeldträgern in symmetrischer Anordnung durchgeführt worden. Es schien mir wünschenswert, auch für unsymmetrische Lastanordnung eine Kontrolle der Rechnung zu besitzen und ich habe daher die Vornahme mehrerer solcher Versuche veranlasst. Die Ergebnisse dieser Versuche stimmten untereinander gut überein. Im folgenden soll über einen solchen Versuch, ausgeführt mit einem Walzträger I-N. P. 12 aus Stahl von Handelsgüte, berichtet werden.

Dieser Träger lief über zwei Felder von je 3 m Länge durch und wurde bloss in einem Felde durch zwei gleich grosse Einzelkräfte belastet. Die Laststellung war so gewählt worden, dass die Wirkungsweise des plastischen Verformungsvermögens des Stahles augenfällig hervortreten musste und gleichzeitig die Vorgänge während des Belastungsverlaufes mittels Dehnungsmessungen leicht verfolgt werden konnten. Während des Belastungsvorganges

[1]) „Bautechnik", 1928, Heft 1/2. — [2]) „Stahlbau", 1930, Heft 2.

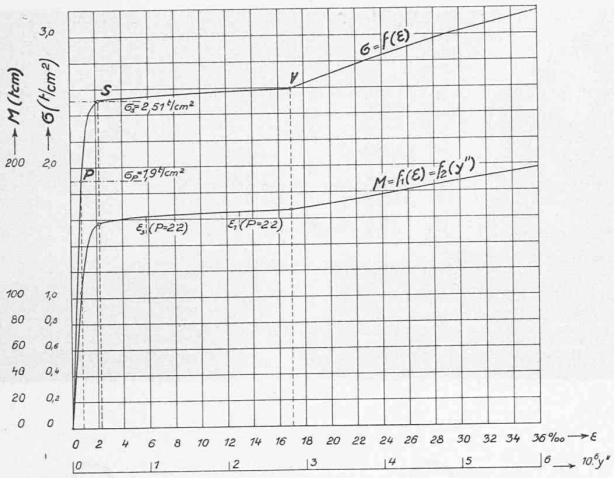

Abb. 14

wurden besonders auch die Kipperscheinungen beobachtet, von deren ausreichender Behinderung es ja vor allem abhängt, wie weit man mit der Belastung dem Momentenausgleich nahekommen kann.

In Abb. 8 ist die Lastanordnung dargestellt und jener Momentenverlauf eingezeichnet, der sich bei rein *elastischer* Verformung und unnachgiebigen Stützen einstellt. Nach Eintritt *bleibender* Verformungen im Bereiche 2 müssen die Biegungsmomente in 1 und 3 rascher wachsen als das Moment in 2, bei bestimmten Lastwerten werden sodann die Momente in 1 und 2 gleiche Grösse erlangen und für höhere Lasten muss das Moment in 1 immer grösser sein als das in 2. Wenn schliesslich die plastische Durchdringung im Bereiche des Querschnittes 1 soweit fortgeschritten ist, dass die gelenkähnliche Wirkung dieses Ortes stärker hervortritt, dann muss auch das Stützenmoment rasch zunehmen, bis es unter Lasten $P = P_T$ die gleiche absolute Grösse wie das Feldmoment in 1 erhält: Abb. 9. Hierbei ist natürlich vorausgesetzt, dass die vorzeitige Kippung verhindert wird. Nachdem auch über der Mittelstütze Gelenkwirkung erreicht ist, müsste sich der Träger weitern Laststeigerungen gegenüber labil verhalten. Die Gelenkwirkung ist aber nur eine *unvollkommene* und der Träger wird

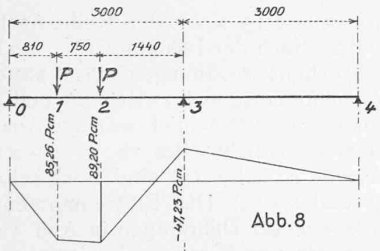

Abb. 8

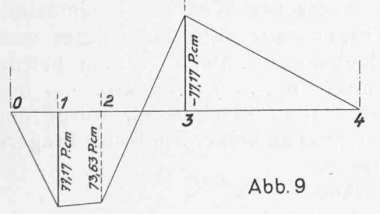

Abb. 9

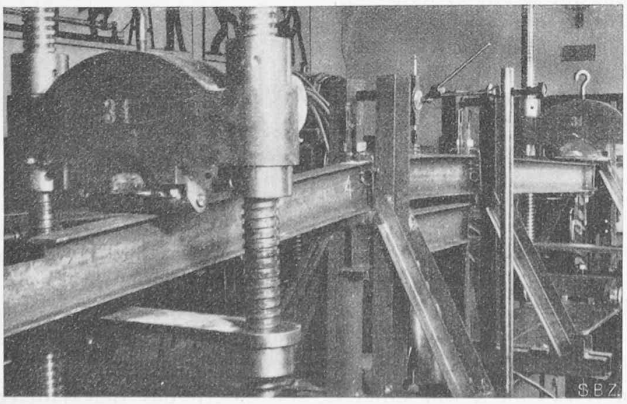

Abb. 10. Versuch mit einem Träger I N. P. 12.

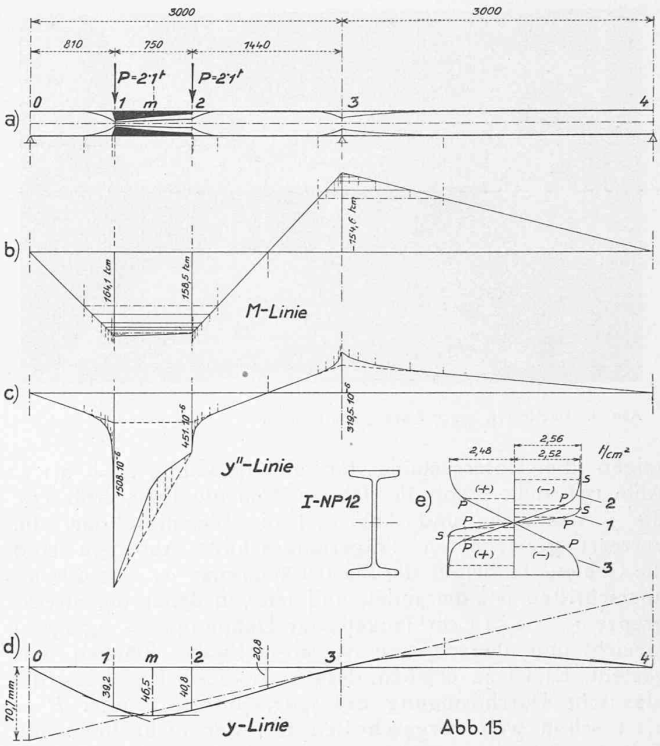

Abb. 15

daher auch weitern Laststeigerungen standhalten; seine Formänderungen werden jedoch bereits unter einem kleinen Lastzuwachs stärkere Vergrösserungen erfahren, sodass bei gehinderter Kippung die Lasten P_T praktisch schon die statisch tragbare Belastung darstellen würden.

In Abb. 10 ist das belastete Trägerfeld mit der Versuchseinrichtung zu sehen. Zur Behinderung des seitlichen Ausweichens waren neben den Lastangriffsorten, sowie neben der Mittelstütze Führungsböcke angeordnet. Während des Belastungsverlaufes wurden in der Mitte m zwischen den Lastpunkten die Durchbiegungen δ_m, ferner in 1, 2 und 3, an den Aussenrändern der Zugflanschen, die Dehnungen ε_1 bis ε_3 gemessen. Die Belastung wurde stufenweise gesteigert und jede Laststufe solange gehalten, bis die Durchbiegungen und Dehnungen gegenüber ihren anfänglichen Aenderungen nur mehr wenig zunahmen, der Beharrungszustand also praktisch erreicht war. Aus Abbildung 11 ist der zeitliche Verlauf des Belastungsvorganges zu ersehen. In Abb. 12 und 13 sind die am Ende jeder Laststufe, unmittelbar vor Beginn der weitern Laststeigerung abgelesenen Durchbiegungen und Dehnungen als Funktion der Lasten P abgetragen und zu Linienzügen δ_m, ε_1, ε_2 und ε_3 verbunden.

Zur Nachrechnung des Versuches waren Vorversuche mit vier den Flanschen entnommenen Probestäben ausgeführt worden. Zerreissversuche mit diesen Flachstäben ergaben im Mittel: $\sigma_P = 1{,}9$ t/cm², $E = 2160$ t/cm², $\sigma_S = 2{,}51$ t/cm², Beginn des Verfestigungsbereiches bei $\varepsilon = 1{,}7$ %, $\sigma_Z = 4{,}19$ t/cm², $\varepsilon_5 = 37{,}5$ %, $\varepsilon_{10} = 29{,}7$ %, Einschnürung 50 %. Die den einzelnen Proben zugehörigen Spannungs-Dehnungslinien zeigten keine ausgesprochene Streckgrenze, sondern stetigen Uebergang in den Streckbereich, dessen Höhenlage die erwarteten Schwankungen aufwies (Kleinst- und Grösstwert der Streckgrenze 2,42 und 2,58 t/cm²). Die gemittelte Spannungs-Dehnungslinie des Baustoffes, die hier auch für Druck verwendet wird, ist in Abb. 14 abgetragen; dort ist auch der zugehörige Verlauf der innern Momente $M = f_1(\varepsilon) = f_2(y'')$ dargestellt.

Für einige Lastwerte ist der Spannungs- und Formänderungszustand des Trägers *nach dem eingangs dargelegten Verfahren,* aber mit der richtigen Arbeitslinie, ermittelt worden. Hierauf wurden die Durchbiegungen δ_m und die Randdehnungen ε_1, ε_2 und ε_3, die den Momenten in 1, 2 und 3 zugehören, bestimmt. Abb. 15a bis 15e

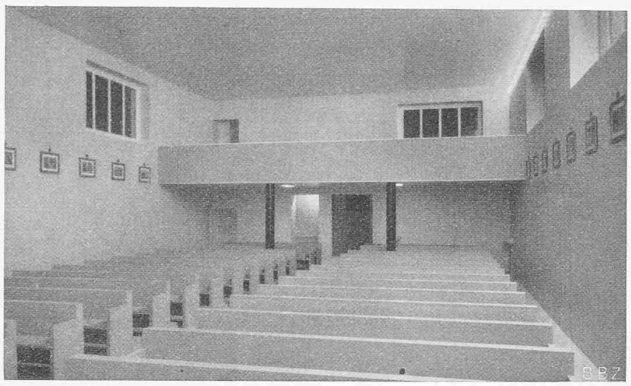

Abb. 4. Das Innere, gegen Eingang und Empore.

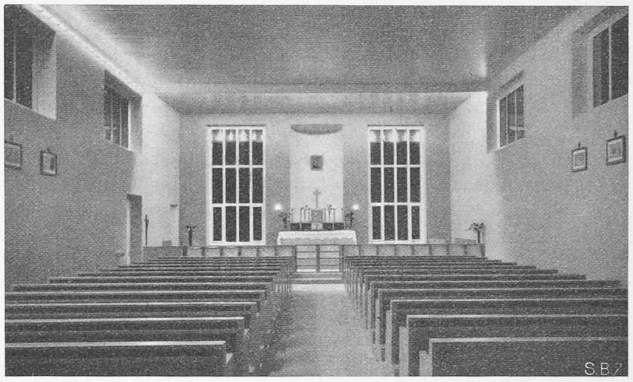

Abb. 5. Chorseite mit Altar.

zeigen die Untersuchung für die Belastung $P = 2{,}1$ t: Abb. 15b stellt schon die richtige Momentenlinie, Abb. 15c die y''-Lastfläche und Abb. 15d die Biegelinie dar. Im verzerrt gezeichneten Trägerlängsschnitt Abb. 15a sind die Gebiete, in denen die Elastizitätsgrenze $\sigma_E = 1{,}9$ t/cm² überschritten ist, umrandet, und jene, in denen die Streckgrenze $\sigma_S = 2{,}51$ t/cm² (zugehörige Dehnung $\varepsilon_S = 0{,}223\,\%$) erreicht und überschritten ist, als schwarze Flächen dargestellt. Es ist zu ersehen, dass nach dieser Rechnung die plastische Durchdringung des Querschnittes 1 unter $P = 2{,}1$ t schon weit vorgeschritten ist; der nicht fliessende Teil des Steges ist nur mehr 3 cm, der rein elastisch verformte Teil nur mehr 1,2 cm hoch. Der absolute Wert des Stützenmomentes ist auch schon auf den 0,94 fachen Betrag des Feldmomentes in 1 angewachsen. In Abb. 15e ist noch der Verlauf der Biegungspannungen für die Querschnitte 1, 2 und 3 dargestellt.

In gleicher Weise wurden auch für andere Lastwerte Durchbiegung und Randdehnungen ermittelt; die erhaltenen Werte sind ebenfalls in Abb. 12, bezw. 13 abgetragen und durch gestrichelte Linienzüge (δ_m), (ε_1), (ε_2) und (ε_3) verbunden, sodass dort die beobachteten und errechneten Formänderungsgrössen unmittelbar verglichen werden können. Es ist zu sehen, dass in qualitativer Hinsicht zugeordnete Linienzüge verhältnismässig gut übereinstimmen, dass aber quantitativ unter den höchsten Lasten grössere Abweichungen auftreten. Die Uebereinstimmung wäre aber auch in dieser Hinsicht befriedigend, wenn die gerechneten Formänderungsgrössen Lasten zugedacht werden, die nur um 2 % kleiner sind als die der Rechnung zugrundegelegten.

Die Schaubilder der beobachteten Dehnungen (Abb. 13) zeigen durchwegs den erwarteten Verlauf: während der rein elastischen Verformung, sowie anfänglich nach Eintritt bleibender Formänderungen bei 2, bezw. 1, sind die Randdehnungen ε_2 die grössten; bei $P = 1{,}94$ t überschneiden sich aber die ε_1- und ε_2-Linien und fortab ist $\varepsilon_1 > \varepsilon_2$. Die Randdehnungen ε_3 steigen zunächst nur langsam an und beginnen erst nach $P = 2{,}1$ t rasch anzuwachsen; der dem Momentenausgleich entsprechende Schnitt zwischen der ε_1- und ε_3-Linie hätte sich erst bei ungefähr $P = 2{,}3$ t ergeben. Wie Abb. 13 zeigt, wurde die Streckspannung zuerst an den Rändern des Querschnittes 1, und zwar unter $P = 1{,}96$ t erreicht; unter $P = 2{,}02$ t trat sie auch schon an den Rändern des Querschnittes 2 auf. Für den vorliegenden Querschnitt sind unter den getroffenen Voraussetzungen die Dehnungen an den innern Flanschrändern gleich den 0,87-fachen Dehnungen an den Aussenrändern. Damit ist aus Abb. 13 zu entnehmen, dass unter $P = 1{,}99$, bezw. 2,08 t die Flanschen in 1, bezw. 2 von der Streckspannung durchsetzt waren. Unter den Lasten $P = 2{,}08$ t waren also die Flanschen innerhalb eines ungefähr 760 mm langen Trägerabschnittes vollständig plastisch geworden. Während des Belastungsvorganges wurde für diesen Trägerteil bereits unter $P = 1{,}75$ t der *Kippbeginn* und unter $P = 1{,}9$ t bei m (Abb. 15a) eine seitliche Ausweichung von $^3/_4$ mm beobachtet. Die Pfeilhöhe der seitlichen Ausbiegung

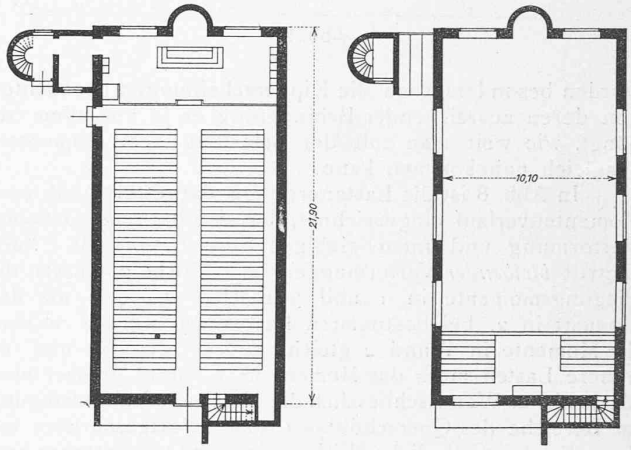

Abb. 6. Katholisches Bergkirchlein Lourtier, Val de Bagnes, Wallis. Architekt Alberto Sartoris, Rivaz. — Grundrisse 1 : 400.

stieg dann unter $P = 2{,}0$, 2,1, 2,15 2,2 t der Reihe nach auf 1,5, 3, 5 und 16 mm an. Nach der Laststufe $P = 2{,}2$ t wurde der Versuch abgebrochen; rechnungsgemäss hätte unter diesen Lasten der Momentenausgleich zwischen 1 und 3 schon zustande kommen müssen. Tatsächlich war der Ausgleich noch nicht vollkommen erreicht; die zu $P = 2{,}2$ t gemessenen Dehnungen ε_1 und ε_3 (Abb. 13) sind noch sehr verschieden gross (rd. 0,6 und 1,3 %). Das Stützenmoment hatte jedoch, nach der Grösse dieser Dehnungen in Abb. 14 zu schliessen, schon den 0,98fachen Wert des Feldmomentes in 1 erreicht. Der Träger hätte auch noch einer weitern Laststeigerung standgehalten. Unter $P = 2{,}2$ t betrug die Durchbiegung im Punkte m . . . 7,1 cm, also $^1/_{42}$ der Feldweite. Wie aus Abb. 13 zu ersehen ist, wurde der Verfestigungsbereich ($\varepsilon = 1{,}7\,\%$) an keiner Stelle des Trägers erreicht. Das Rechnungsverfahren wird etwas umständlicher, wenn an gewissen Stellen Entlastungen auftreten.

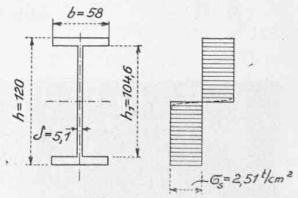

Abb. 16

Die Versuchsergebnisse sollen noch mit den Ergebnissen der Näherungsrechnung verglichen werden. Nach dieser Berechnungsart wird vollständiger Momentenausgleich vorausgesetzt, das tragbare Moment der Querschnitte aber aus Widerstandsmoment × Streckspannung gebildet, womit auch bei wiederholten Lasteinwirkungen schon vielfach das Auslangen zu finden ist. Für den Versuchsträger ist nun

$$W = 54{,}7 \text{ cm}^3, \quad \sigma_S = 2{,}51 \text{ t/cm}^2,$$

daher das tragbare Moment seines Querschnittes $M^T = 137{,}5$ tcm. Andererseits ist nach Abb. 9 ... $M_1 = -M_3 = 77{,}17\,P$; aus $M_1 = M^T$ folgt daher $\underline{P^T = 1{,}8 \text{ t}}$.

In Wirklichkeit war unter diesen Lasten das Biegemoment in 2 noch grösser als das in 1 und das Stützenmoment

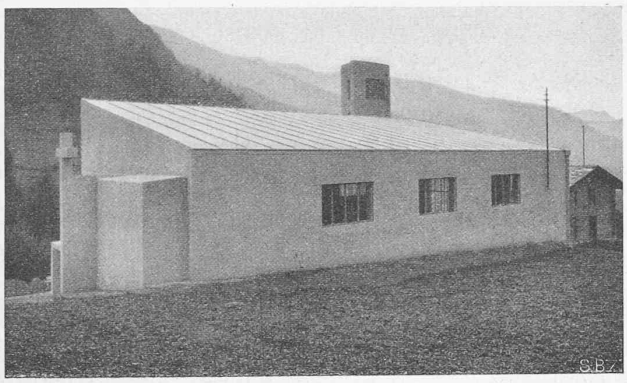

Abb. 3. Bergseite, aus Osten gesehen, talauswärts.

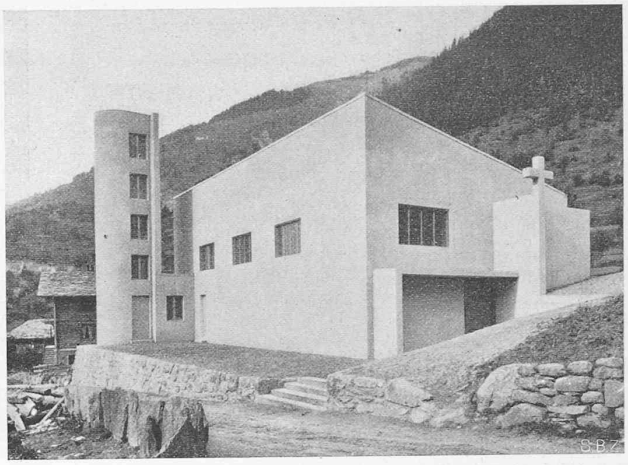

Abb. 2. Kathol. Bergkirchlein Lourtier, Val de Bagnes. Aus Süden.

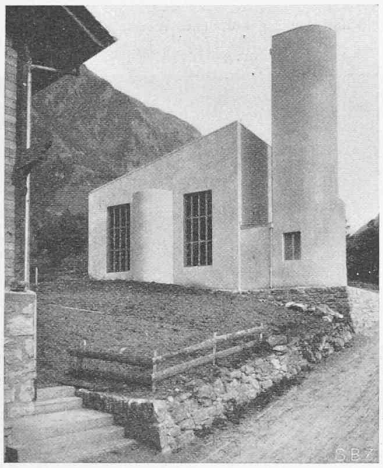

Abb. 1. Kirche Lourtier, aus Westen.

Arch. Alberto Sartoris, Rivaz, am Genfersee.

erreichte erst den 0,64-fachen Wert des grössten Feldmomentes.

Bei der üblichen näherungsweisen Bestimmung der statisch tragbaren Last wird mit voller Ausnützung der massgebenden Querschnitte gerechnet. Unter Zugrundelegung eines wagrecht verlaufenden Streckbereiches (ohne Verfestigung) ist dann das tragbare Querschnittsmoment nach der Spannungsverteilung Abb. 16 zu ermitteln:

$$(M^T) = \frac{1}{4}\left[b\,h + (b - \delta)\,h_1^2\right]\sigma_S = 160{,}89 \text{ tcm.}$$

Aus der Gleichsetzung mit dem vorstehenden Ausdruck für M_1 ergibt sich als statisch tragbare Last $(P^T) = 2{,}1$ t.

Die tragbare Last des Versuchsträgers war, trotz des ungünstigen Schlankheitsverhältnisses der Flanschen, grösser als dieser Lastwert, denn sie lag über 2,2 t. Im übrigen zeigte der Versuch, dass das eingangs dargelegte Verfahren zur Bestimmung des Spannungs- und Formänderungszustandes elastisch-plastisch gebogener Stahlträger auch bei weit fortgeschrittener Verformung zu brauchbaren Ergebnissen führt.

Der Versuch ist in der „Technischen Versuchsanstalt" der Techn. Hochschule in Wien unter Leitung von Prof. Dr. Ing. Fr. Rinagl ausgeführt worden. Die Versuchsauswertung und die umfangreiche Nachrechnung wurde von Dr. Girkmann unter Mitwirkung von Ing. Klose und Dr. Seltenhammer durchgeführt.

Zwei neuzeitliche Kleinkirchen.

Zwei Bauten, die innerlich und äusserlich auf ähnliche Ursprünge zurückgehen, und doch am Schlusse recht verschieden geworden sind: Das katholische Kirchlein eines kleines Bergdorfes und eine protestantische Kapelle, bezw. ein Kirchgemeindehaus im Randgebiet einer grossen Stadt; geschlossener, eindeutiger Ausdruck des Massivbaues im Wallis, seinem Programm entsprechend — eine heitere, unverbindliche Leichtigkeit des Skelettbaues der St. Markuskapelle in Basel, die ausser der Predigt auch Kirchgemeindeversammlungen und Teekränzchen dienen muss, somit den heterogenen Anforderungen des an sich schon problematischen Bauprogramms der protestantischen Kirche zu genügen hat. Was aber diese beiden so verschiedenen „Sakralbauten", die ja letzten Endes im Dienste der gleichen Sache stehen, auch in ihrem baulichen Ausdruck als engverwandt erscheinen lässt, ist ihr gemeinsames Bemühen um saubere, gründlicher funktionaler Analyse, wie der Geldknappheit Rechnung tragende Gestaltung.

Zu den beiden Bauten machen uns die Erbauer die folgenden Angaben; die St. Markuskapelle soll dabei, weil sie noch weniger bekannt ist, etwas ausführlicher behandelt werden (für Lourtier siehe auch „Das Werk", Dezember 1932).

KATHOLISCHE KIRCHE IN LOURTIER (Val de Bagnes, Wallis)
Architekt ALBERTO SARTORIS, Rivaz (Lavaux).

Die Initiative, die Kirche des nach einem Brande[1]) neu aufgebauten Bergdorfes nach neuzeitlichen Auffassungen aufzubauen, ging vom Ortsgeistlichen aus; in der Abtei St. Maurice fand er tatkräftige Unterstützung, die schliesslich zum Projekt des Architekten Sartoris führte. Begreiflicherweise kam es erst nach heftigen Kämpfen zur Ausführung, die dann um so schneller fortschritt, nämlich in der Zeit vom 16. April bis 18. September 1932. Während der Turm aus Eisenbeton ist, besteht alles übrige Mauerwerk aus Bruchstein mit Jurasit-Verputz. Das Dach ist wie im Wallis vielfach üblich mit glattem Zinkblech abgedeckt (Abb. 3); in der Dachschräge sind die elektrischen Installationen untergebracht. Aus angeblicher „Sachlichkeit" war vom Architekten verlangt worden, die Untersicht des Schrägdaches mit seiner Balkenlage als Raumdecke sichtbar zu lassen. Er hat dies vermieden aus Gründen der Ventilation und Isolation gegen Regengeräusch. Die innere Flachdecke ist aus Holz, weiss, während die Wände hellrosa sind, die Altarwand dagegen dunkelblau mit weisser Nische; die grossen Fenster zu beiden Seiten des Altars sollen später Buntverglasung erhalten. Ihre dadurch erzielbare Dämpfung erscheint allerdings dringend wünschbar, weil diese Fenster als frontale Lichtquellen, für unser Gefühl, den Blick auf den Altar, die Konzentration auf das Allerheiligste beeinträchtigen.

Für die Grundrissmasse vergl. Abb. 6; die Höhe des Innenraumes beträgt 6 m, die des Glockenturmes 13,3 m. Die Kirche enthält 350 Sitzplätze und hat die äusserst bescheidene Summe von rd. 20000 Fr. gekostet (Elektr. Beleuchtung, keine Heizung.

ST. MARKUS-KAPELLE IM HIRZBRUNNENQUARTIER, BASEL.
Arch. RUD. PREISWERK, Basel.

Das Raumprogramm dieses Baues sah vor (vergl. Abb. 15): Im Erdgeschoss einen Saal für 400 Personen, Unterrichtsraum für 70 Personen, ein Pfarrzimmer, auch für kleinere Sitzungen, einen Vorraum für Teeküche mit kleiner Garderobe; ferner im Untergeschoss: Handarbeitsraum, Magazin für Tische und Stühle, Heizung und Kohlenraum, Toiletten und Putzraum.

[1]) Wettbewerb für den Wiederaufbau in Bd. 95, S. 98 (1930).