

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 67 (1949)
Heft: 39

Artikel: Modellversuche zur Bemessung von Baukonstruktionen
Autor: Schmidt, E.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-84140>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 16.05.2025

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

unter solchen Umständen nie erhältlich gewesen wäre. Mit dieser Unmöglichkeit aber steht und fällt die Brauchbarkeit der, theoretisch gewiss interessanten, Idee einer konzentrierten Anlage.

Das Projekt Navinsek übersieht ferner, dass in meinem Projekt auch der erste Stock gemäss Programm zur Vermietung vorgesehen ist, was natürlich einen gesonderten Eingang, der nicht zu versteckt liegen durfte, und ein eigenes Treppenhaus erforderlich machte.

Dass eine konzentrierte Anlage wirtschaftlich ist, bleibt unbestritten. Auch beim Wohnhaus ist der würfelförmige Grundriss von besonderer Wirtschaftlichkeit. Aber auch die Wirtschaftlichkeit ist nur ein Faktor, der nicht allein zählt! Dass unter den gegebenen Umständen auch mein Projekt ökonomisch ist, hat das Preisgericht noch besonders hervorgehoben!

Die Frage der Unterbringung des Essraums auf dem Dach hat mit der Wirtschaftlichkeit wohl nichts zu tun; dieser Gedanke ist so oder so diskutabel und hat seine Vor- und seine Nachteile. Eine Variante mit einer ähnlichen Disposition habe ich selber erst unmittelbar vor dem Reinzeichnen des Wettbewerbsprojektes, zu Gunsten der Anordnung des Esssaales im Garten, verlassen.

Persönlich scheint mir, dass die Perspektive von Arch. Navinsek architektonisch ein nicht gerade erfreuliches Bild zeigt: Der Bau will mir zu mockig vorkommen, man möchte einen schlanken und hohen haben: wenn schon, denn schon! Aber dies nur nebenbei bemerkt.

Die Innenperspektiven — sie haben mit dem zur Diskussion gestellten Problem übrigens nichts zu tun — täuschen über die wirklichen Grössen doch allzusehr hinweg.

Hermann Baur, Arch.

Modellversuche zur Bemessung von Baukonstruktionen

DK 624.00157

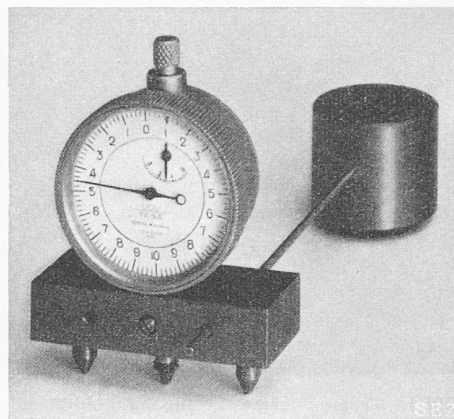
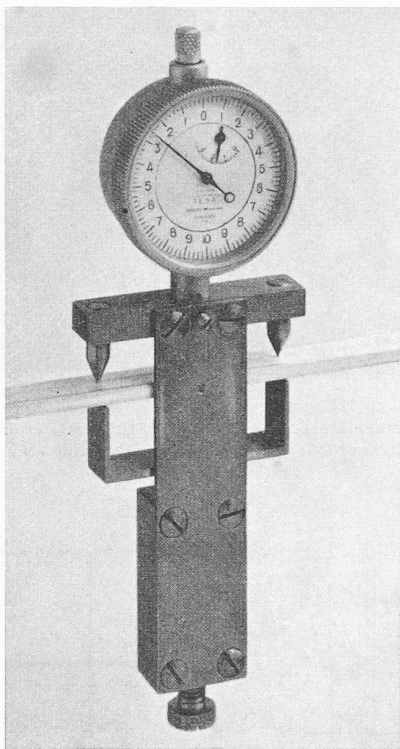
Von Dipl. Ing. E. SCHMIDT, Zürich

Unter der Leitung von Prof. Dr. M. Roß wurden Messungen und Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken besonders gepflegt und die Ergebnisse dieser Arbeiten in verschiedenen Publikationen niedergelegt [1]*). Die künftige Aufgabe wird sein, diejenigen Probleme zu bearbeiten, die bis heute — abgesehen von einigen Ansätzen — noch ungelöst blieben, nämlich:

1. *Langfristige Beobachtungen an Bauwerken im Betrieb:* Untersuchung der Einflüsse des Bauvorgangs, der ständigen Lasten, der Alterung und Ermüdung des Materials der Witterung, der Nutzlasten; Verhalten der Fundamente systematische Untersuchungen dieser Art wurden bisher nur sehr wenige durchgeführt. Daher beruhen auch die Angaben der Baunormen aller Länder (etwa über das Schwindmass des Betons oder über die Bewertung der Einflüsse wechselnder Temperatur auf die Tragkonstruktionen) eher auf Vermutungen als auf systematisch gesammelten Erfahrungen.

2. *Schaffung von Entwurfsgrundlagen* für solche Konstruktionen, die beim heutigen Stand der Baustatik der Berechnung praktisch noch unzugänglich sind. Die «EMPA-Berechnungsregeln für Pilzdecken» sind das Ergebnis einer abgeschlossenen, umfassenden Untersuchung auf diesem Gebiet. Andere sollten unternommen werden; als wertvolles Hilfsmittel werden dabei neben Belastungsversuchen an Bauwerken Messungen an Modellen dienen können.

*) Die Zahlen in eckigen Klammern beziehen sich auf das Literaturverzeichnis am Schluss des Aufsatzes.



Bilder 2. Krümmungsmesser von 40 mm Messlänge mit Messuhr von 1/1000 mm Anzeigegenauigkeit

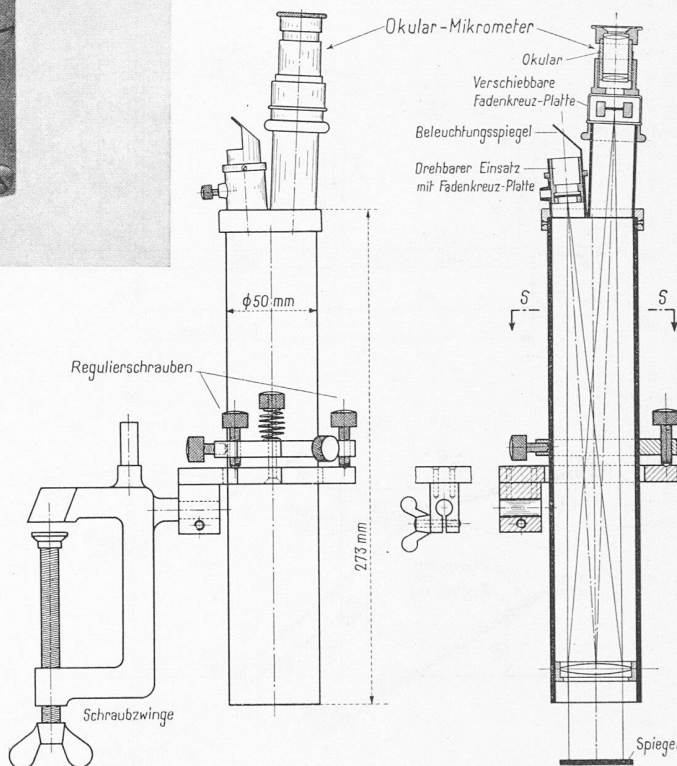
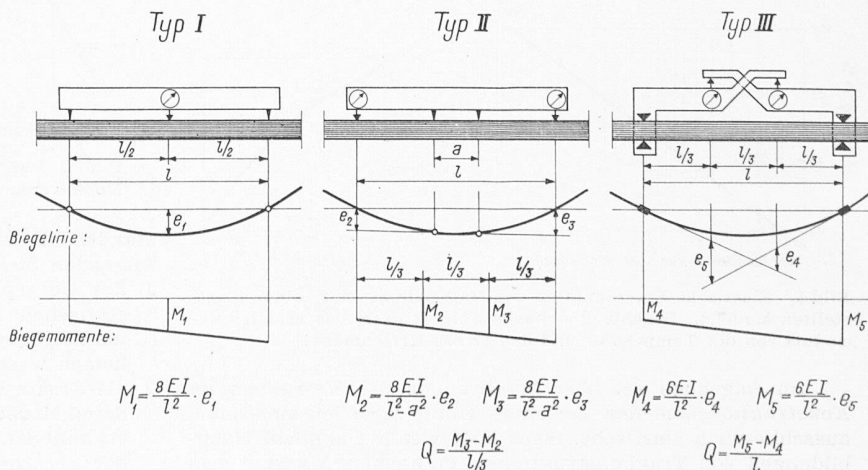


Bild 3. Optischer Neigungsmesser, Ansicht und Schnitt. Empfindlichkeit etwa 2'' a. T. Masstab 1:4

Bild 1 (unten). Drei verschiedene Anordnungen zur Messung der Krümmung bzw. des Biegemomentes von Modellstäben



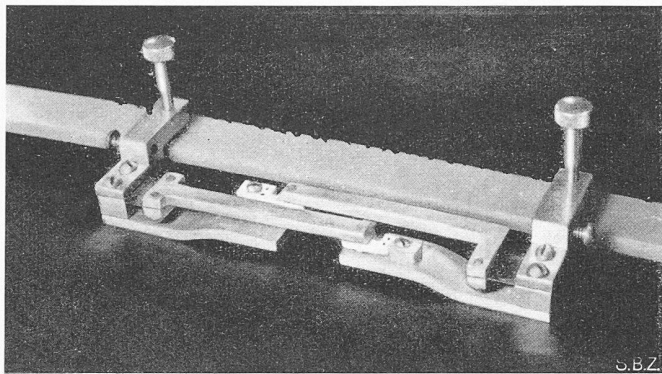


Bild 4. Krümmungsmesser für Zelluloid-Modelle (Typ III von Bild 1) zur Messung der Verformungen mit Hilfe eines Mess-Mikroskopes eingerichtet.

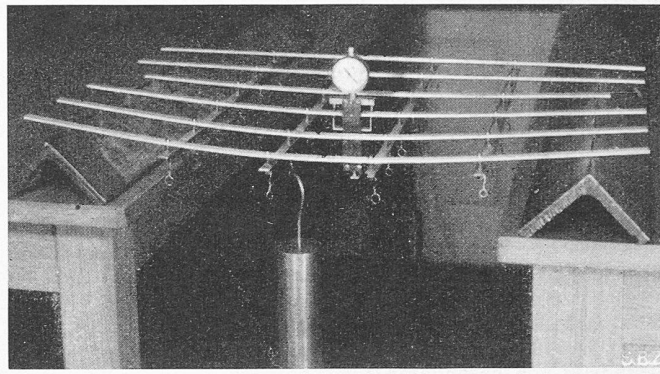


Bild 7. Modell eines Trägerrostes aus 6 Hauptträgern und 4 Querträgern, Stützweite 50 cm. Bestimmung der Einflussfläche des Biegemomentes im Hauptträger-Querschnitt durch Anhängung einer Einzellast nacheinander an allen Knotenpunkten

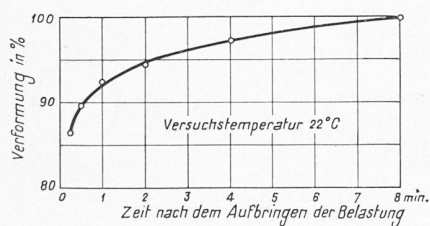
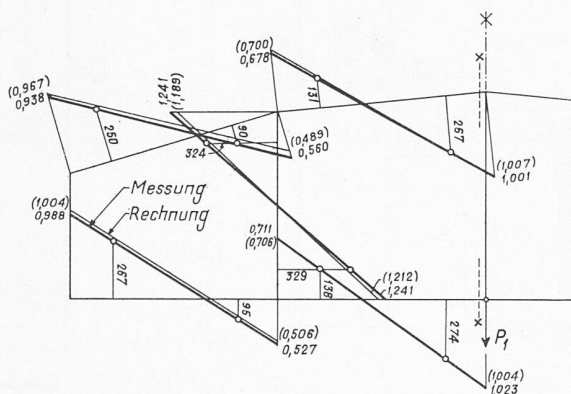
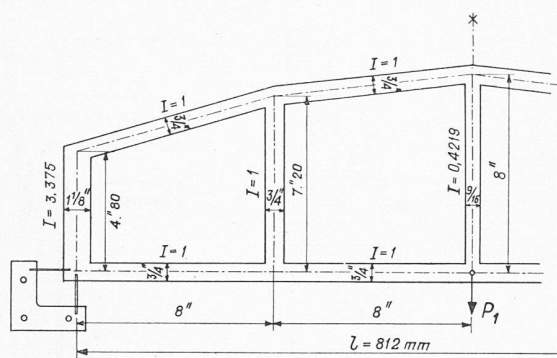


Bild 5. Zelluloid-Modell eines Vierendeel-Trägers. Momentenflächen gemäss Modellversuch und statischer Berechnung

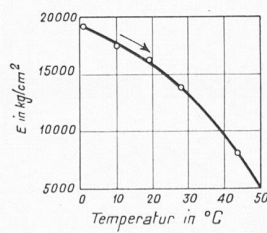
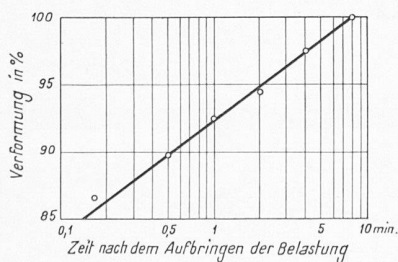
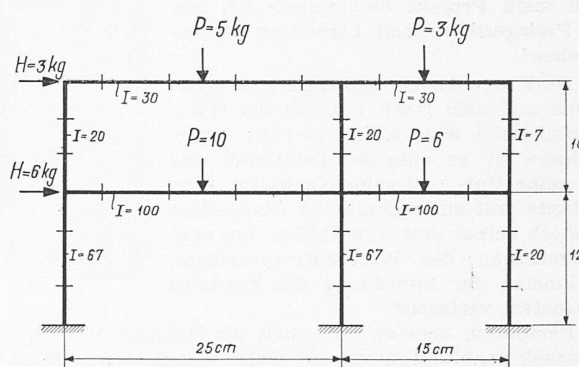
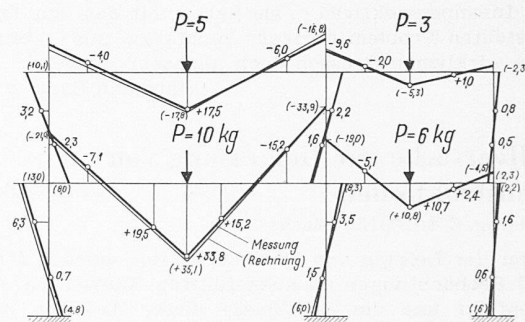


Bild 6. Elastische Eigenschaften des Materials des auf Bild 5 dargestellten Modells. Beachte die starke Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Temperatur und das grosse Kriechmass!

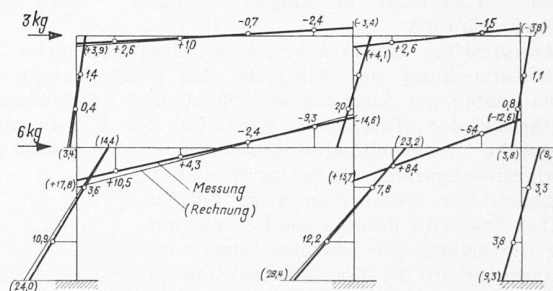
Im folgenden sei über Erfahrungen bei Messungen an Konstruktionsmodellen berichtet. Unter Modellen sind dabei ausschliesslich elastische, mehr oder weniger ähnliche Nachbildungen von Tragkonstruktionen in kleinem Massstab ver-



Modell-Abmessungen, Relative Werte der Trägheitsmomente, Messtellen des Krümmungsmessers, Belastungen



Biegemomente aus den Lasten „P“ - cm·kg-

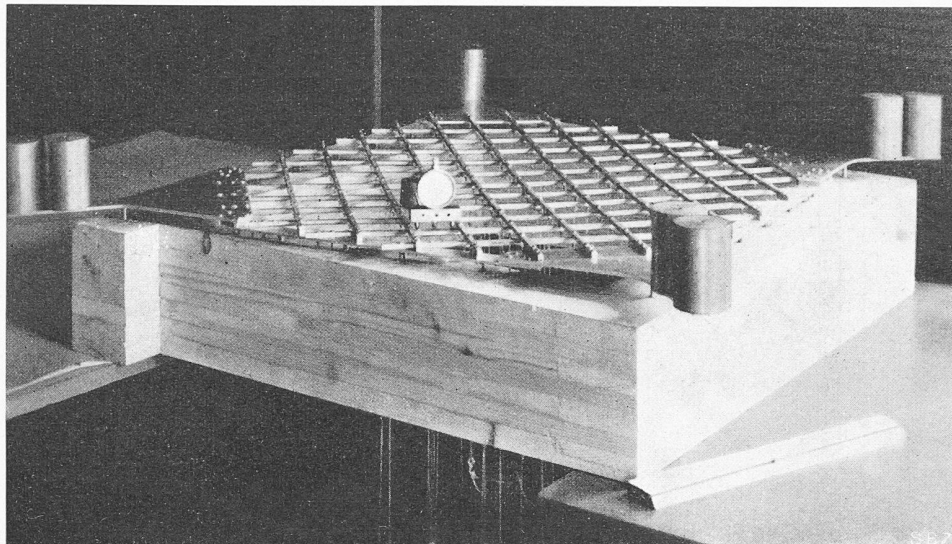


Biegemomente aus den Lasten „H“ - cm·kg-

Bild 8. Rahmenmodell. Momentenflächen für zwei Lastfälle nach Modellversuch und nach statischer Berechnung

standen. Modellversuche dieser Art werden hauptsächlich mit folgenden Zielsetzungen durchgeführt:

1. Zur Ueberprüfung einer (mehr oder weniger «genauen») statischen Berechnung oder einer theoretischen Studie: man vergewissert sich durch einen Versuch, dass man keinen wesentlichen Irrtum begangen hat;
2. als Ersatz der statischen Berechnung einer Konstruktion, deren Mechanismus des elastischen Verhaltens zwar genau erkannt ist, während aber die zahlenmässige Ausführung der Berechnung allzu zeitraubend wäre;

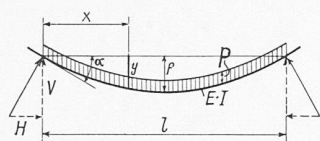


3. zur Bestimmung der Beanspruchungen eines Bauwerks, dessen statische Berechnung (mit den jeweils zugänglichen Mitteln) unmöglich erscheint oder zu viele Annahmen erfordern würde, deren Berechtigung zweifelhaft ist; gegebenenfalls mit dem Ziele der Aufstellung von Grundlagen für Näherungsrechnungen.

Die Gestaltung der Modelle sowie deren Material und Masstab ergeben sich aus den Erfordernissen der durchzuführenden Messungen bzw. den zur Verfügung stehenden Messgeräten, wobei stets derjenige Grad der Aehnlichkeit mit dem Bauwerk erreicht werden muss, der im Einzelfall notwendig ist. Geometrisch ähnliche Modelle aus dem gleichen Material wie das Bauwerk sind in der Regel nicht erforderlich, noch für die Messungen zweckmässig. Häufig genügen Modelle in verzerrtem Masstab: So kann bei Modellen von Plattentragwerken der Masstab der Plattendicke von demjenigen der übrigen Abmessungen verschieden gewählt werden; oder bei einem Rahmen genügt es in der Regel, die Trägheitsmomente der Stäbe im richtigen gegenseitigen Verhältnis zu wählen, während die Querschnittsflächen für die Wirkungsweise praktisch gleichgültig sind.

Bild 11. Messungen am Modell «Bären» für den Lastfall «Belastungsversuche» (vergl. Bild 15) $\Sigma P = 25,5 \text{ kg}$. Die Gewichte auf den Verlängerungen der Eckplatten verhindern das Abheben der Ecken-Auflager

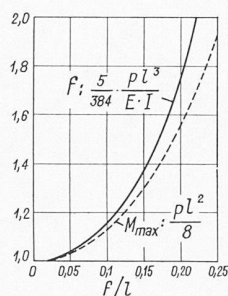
Bild 9. Verformungseinfluss bei primitiven Trägermodellen. Die horizontale Komponente des Auflagerdruckes bewirkt bei Steigerung der Last ein mehr als proportionales Anwachsen der Verformungen und Beanspruchungen



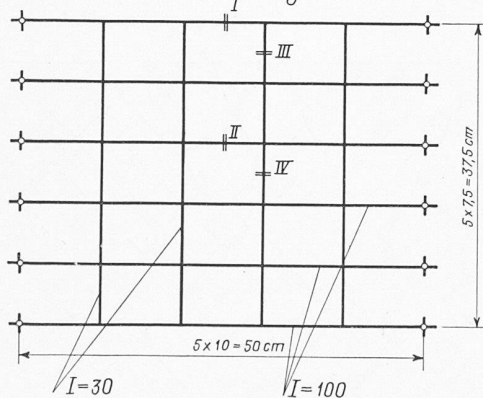
$$V = \frac{P \cdot l}{2} \quad H = V \cdot \tan \alpha$$

Differentialgleichung der Biegelinie:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{y'''}{(1+y'^2)^{3/2}} = \frac{-P}{2EI} (lx - x^2 + l \cdot \tan \alpha \cdot y)$$



Modell-Abmessungen
(Grundriss)
Relative Werte der Trägheitsmomente



Einflussfläche des Biegemomentes im Schnitt I

$$M_I$$

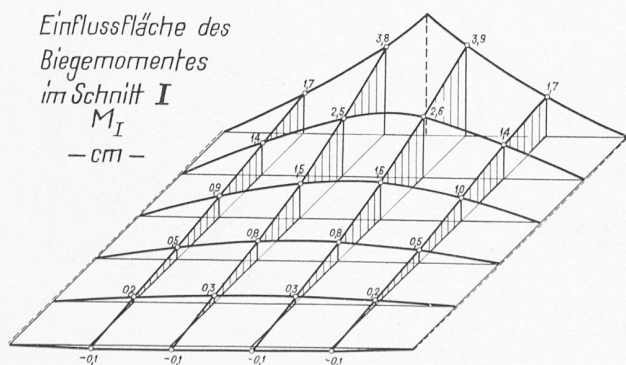
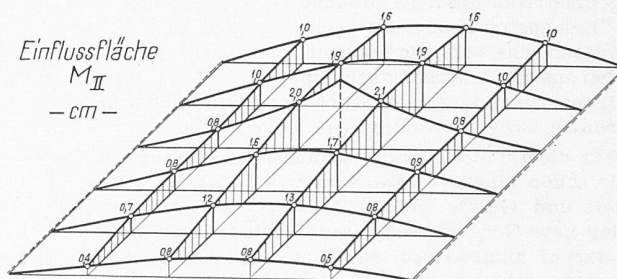
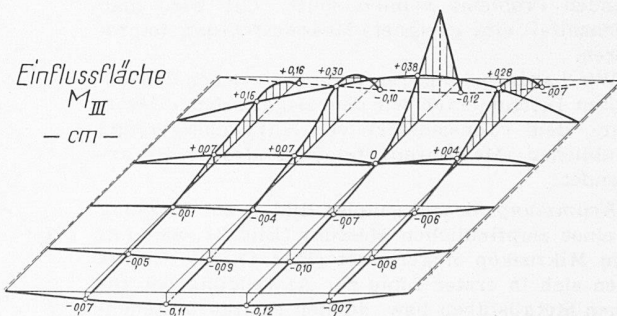


Bild 10. Trägerrost-Modell. Gemessene Einflussflächen der Biegemomente an 4 Stabquerschnitten

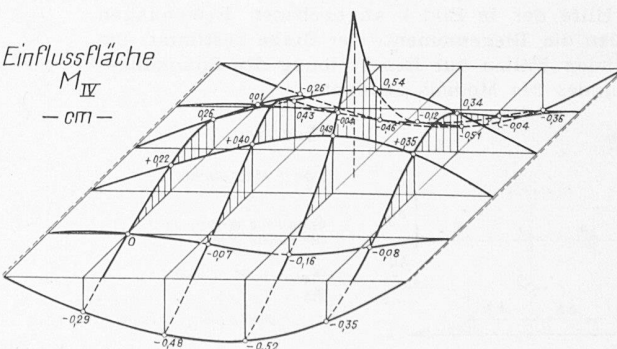
Einflussfläche M_{II}
— cm —



Einflussfläche M_{III}
— cm —



Einflussfläche M_{IV}
— cm —



Vom *Material der Modelle* ist eine möglichst grosse Verformbarkeit im elastischen Bereich sowie leichte Bearbeitbarkeit und Verbindbarkeit zu fordern. Es kommen hauptsächlich in Frage:

Metalle, wie hochwertiger Stahl, vergütetes Leichtmetall, Messing harter Qualität. Die zulässige Spannung ist gleich der Streckgrenze; die zulässige elastische Dehnung beträgt ~ 2 bis 3‰ .

Zelluloid: ein praktisch homogenes und isotropes, sehr leicht zu bearbeitendes Material. Der niedrige Elastizitätsmodul bedingt geringe Belastungen des Modells; die zulässige Dehnung erreicht $\sim 5\text{‰}$. Störend wirken sich das grosse Kriechmass, die ausgeprägte Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Temperatur und die Alterung aus.

Gips: ein sehr interessantes Material, das bei sorgfältiger Verarbeitung in genügendem Masse homogen und isotrop ist. Die Eigenschaften variieren je nach Qualität und Wasserzusatz in weiten Grenzen. Die Sprödigkeit und die geringe Zugfestigkeit des Gipses verlangt die Wahl sehr geringer zulässiger Spannungen; die zulässige Dehnung erreicht höchstens $\sim 0,25\text{‰}$; dies bedingt entsprechend empfindliche Methoden der Spannungsmessung am Modell. Gips eignet sich gut für geometrisch ähnliche Modelle von Eisenbeton-Konstruktionen; die Poisson'sche Zahl, die bekanntlich bei manchen Konstruktionen die Beanspruchungen wesentlich beeinflusst, ist von der selben Grössenordnung wie beim Beton.

Für die am Modell durchzuführenden Messungen wurde schon eine grössere Zahl von Methoden entwickelt und Geräte gebaut [3], [4], weiter unten werden neue Geräte beschrieben; doch sei ausdrücklich darauf hingewiesen, dass man sich bei Modellversuchen nicht auf eine «Methode» festlegen, sondern diese nach den Gegebenheiten des jeweils vorliegenden Problems wählen sollte. Oft wird man im Einzelfall eine geeignete Messeinrichtung improvisieren.

Wir haben bei unseren Versuchen neben den bekannten Instrumenten wie dem Beggs'schen «Deformeter», dem «Tensometer» von Huggenberger und den üblichen «Messuhren» folgende *Messgeräte* angewendet:

Krümmungsmesser gemäss Bild 1, zur Messung mit einer empfindlichen Messuhr (Bild 2) oder mit einem Mikroskop eingerichtet (Bild 4). Die Geräte eignen sich in erster Linie zur Anwendung bei aus dünnen Metallstäben bzw. dünnen Platten bestehenden Modellen, also solchen mit verzerrtem Masstab. Mit Hilfe der in Bild 1 angegebenen Beziehungen werden die Biegemomente der Stäbe bestimmt, die in vielen Fällen zur Beschreibung des Spannungszustandes des Modells genügen.

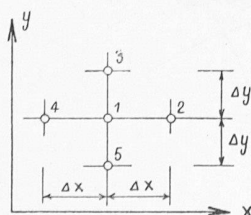


Bild 3a

⊙ = Messpunkte

Gemessene Verdrehungen der Punkte 1 bis 5:

α_x - um die x-Achse

α_y - " " y - "

z - Durchbiegung der Platte

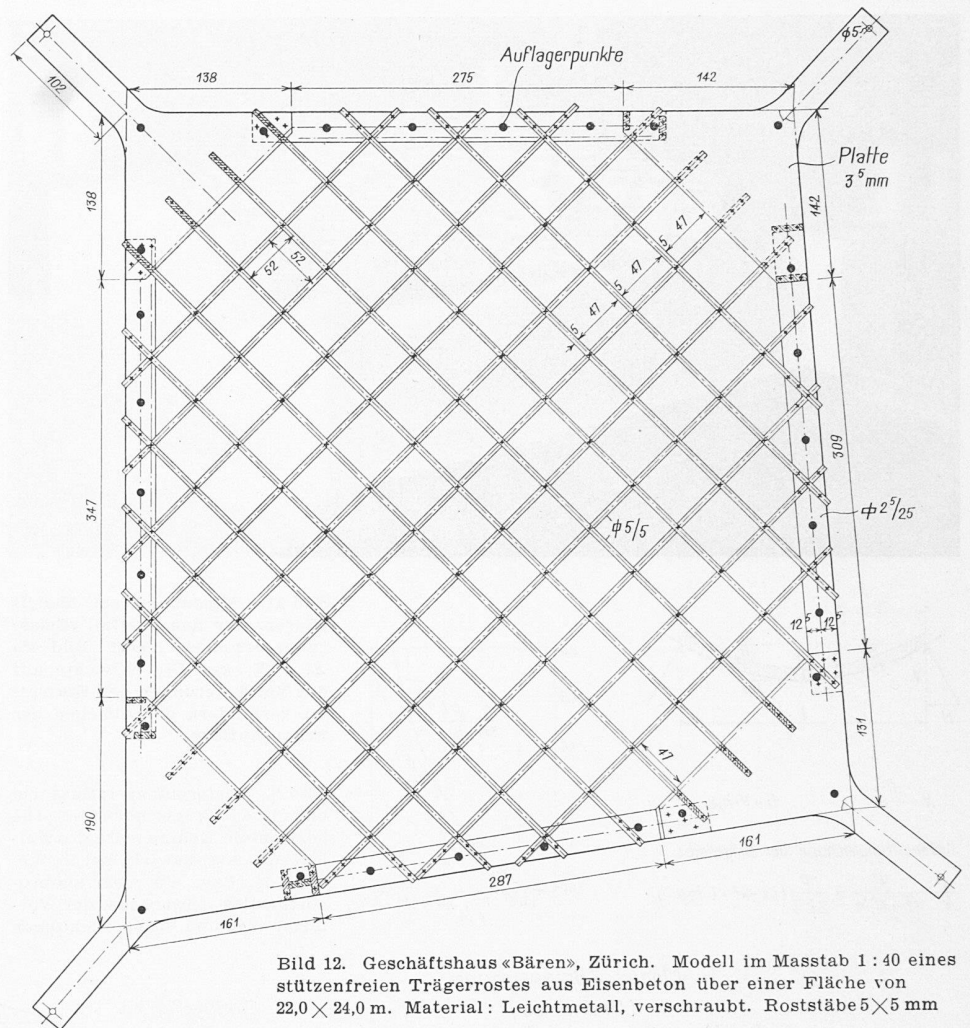


Bild 12. Geschäftshaus «Bären», Zürich. Modell im Masstab 1:40 eines stützenfreien Trägerrostes aus Eisenbeton über einer Fläche von $22,0 \times 24,0$ m. Material: Leichtmetall, verschraubt. Roststäbe 5×5 mm

Eigengewicht + Nutzlast - Ausführung, $(g+p) = 1,15 \text{ t/m}^2$

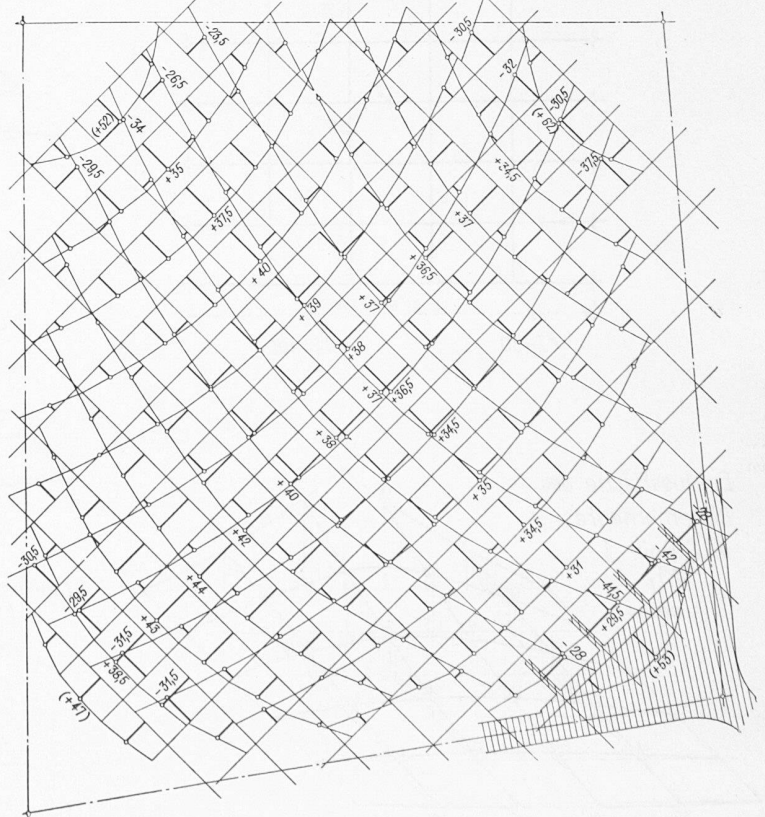


Bild 13. Ergebnisse des Modellversuches: Momentenflächen der Roststäbe für Eigengewicht, gleichförmig verteilte Nutzlast

Ausrüstung : $\odot$ Nivellier-Zielpunkte ∇ Dehnungsmesser $l=100$ u. 200 mm;
erste Ablesung der Instr. am 15.6.1948, 11^h_{40} – zweite am 16.6., 9^h_{40}

Gemessene Durchbiegungen in mm.

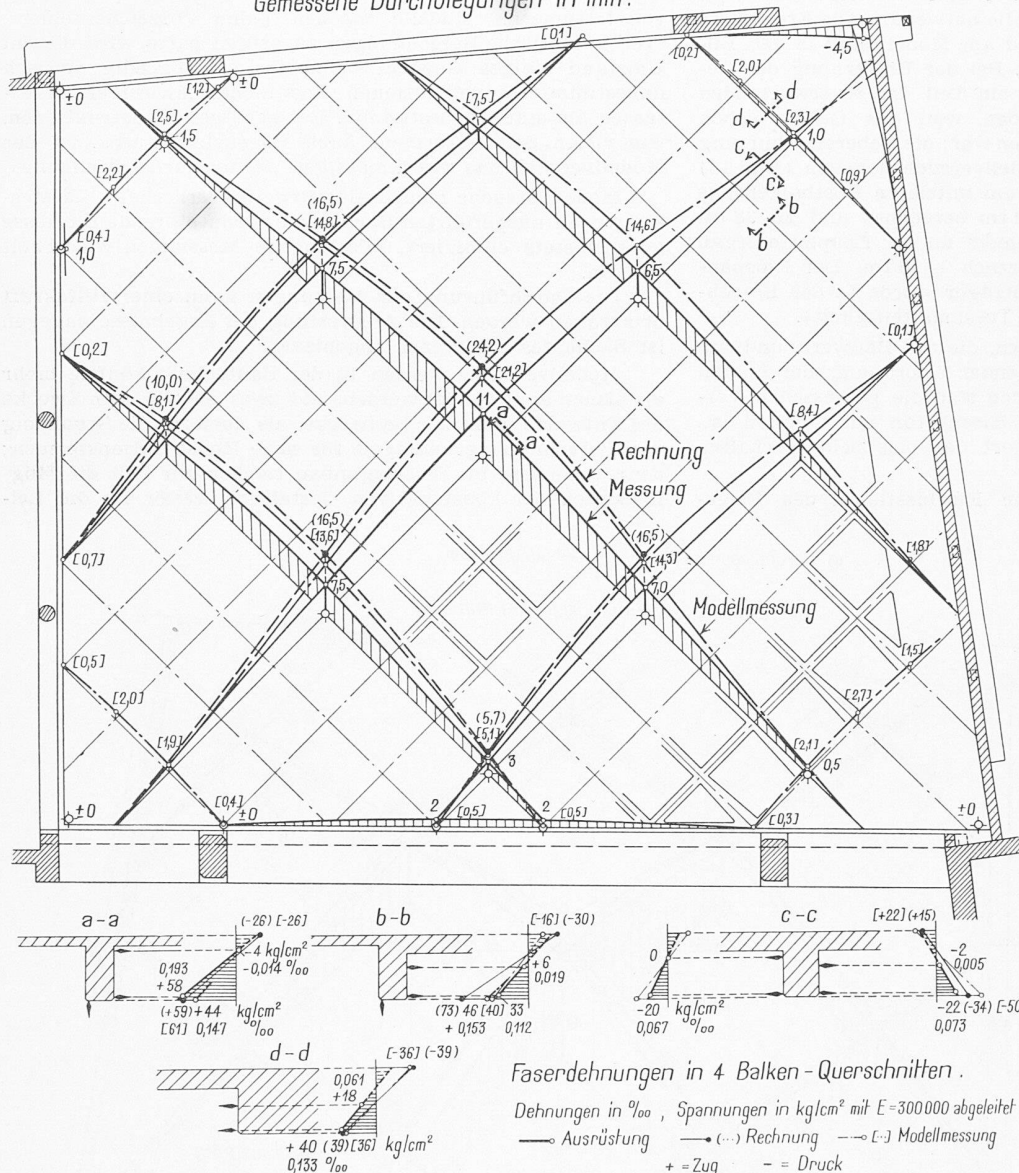


Bild 14. Geschäftshaus «Bären», Zürich. Trägerrost-Decke über der Einstellgarage. Entwurf Dipl. Ing. P. Soutter, Zürich. Durchbiegungen u. Faserdehnungen, bei der Ausrüstung am 15./16. Juni 1948 gemessen. Entsprechende Werte für Eigengewicht gemäss statischer Berechnung und nach Modellversuch

Ein optischer Neigungsmesser gemäss Bild 3, der die gleichzeitige Messung der Neigungswinkel um zwei Axen eines am Modell anzubringenden Spiegels mit einer Genauigkeit von $\pm 2''$ a. T. gestattet. Zur Anwendung an plattenförmigen Bauteilen werden diese mit Messspiegeln in regelmässigen Abständen versehen; die Krümmung nach zwei Richtungen und die Drillung der Platte ergeben sich aus Bild 3a (Seite 558) zu:

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{\partial \alpha_y}{\partial x} \sim \frac{\alpha_{y2} - \alpha_{y4}}{2 \Delta x}$$

$$\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = \frac{\partial \alpha_x}{\partial y} \sim \frac{\alpha_{x3} - \alpha_{x5}}{2 \Delta y}$$

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} = \frac{\partial \alpha_x}{\partial x} = \frac{\partial \alpha_y}{\partial y} \sim \frac{\alpha_{x2} - \alpha_{x4}}{2 \Delta x} \sim \frac{\alpha_{y3} - \alpha_{y5}}{2 \Delta y}$$

Da gemäss der letzten Beziehung die Drillung zweimal bestimmt ist, ergibt sich eine wertvolle Kontrolle der Messgenauigkeit.

*

Im folgenden seien einige mit Hilfe der beschriebenen Geräte durchgeführte Untersuchungen näher beschrieben.

Zelluloid-Modell eines Vierendeel-Rahmens; Messung der Biegemomente mit Hilfe eines Krümmungsmessers [5]. Das Modell ist aus Zelluloid-Stäben mittels Azeton zusammen-

geklebt; es könnte ein geometrisch ähnliches Modell eines Brückenträgers aus Eisenbeton sein. Es handelte sich bei der Untersuchung darum, das Prinzip des Krümmungsmessers (Bilder 1 und 4) als brauchbar nachzuweisen und das Verhalten des Modells mit dem Ergebnis einer statischen Berechnung zu vergleichen (Bild 5). Messung und Rechnung stimmen nahezu vollkommen überein. Schwierigkeiten bereitete einzig die Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls des Materials (Bild 6): sie wurden dadurch umgangen, dass am Modell bestimmte Verschiebungen statt bestimmter Kräfte angebracht wurden; die Grösse der bei dieser Belastungsart vorerst unbekannten Kraft « P_1 » ergibt sich aus einer einfachen Gleichgewichtsberechnung.

Rahmen- und Trägerrost-Modelle (Bilder 7 bis 9), aus biegsamen Leichtmetallstäben mittels Schrauben bzw. einfacher Klemmen zusammengesetzt; Messung mittels Krümmungsmesser: trotz der primitiven Konstruktion und dem sehr kleinen Masstab der Modelle sind die Ergebnisse der Messungen denen einer statischen Berechnung vollkommen gleichwertig. Der Arbeitsaufwand für Zusammenbau und Ausmessung des Rahmenmodells war gleich gross wie für die Nachrechnung; bei grösseren Rahmen und bei Trägerrosten ist das Modell in dieser Beziehung wesentlich im Vorteil.

Der gleiche Krümmungsmesser wurde auch schon mehrmals mit Erfolg auf Platten angewendet. Das wenig empfindliche Messgerät verlangt verhältnismässig grosse Verformungen des Modells, die u. U. die Ergebnisse verfälschen können, falls diese auf ein viel steiferes Bauwerk übertragen werden sollen. Bei einfachen Balkenmodellen (z. B. Bilder 8 und 10) werden «zu grosse» Beanspruchungen gemessen; umgekehrt tritt bei allseitig aufliegenden Platten ein Verformungseinfluss im Sinne einer Verringerung der Biegemomente auf. Diese Einflüsse müssen stets untersucht und gegebenenfalls durch geeignete Korrekturen eliminiert werden.

Bei Messungen anlässlich Belastungsversuchen an einer grossen Trägerrost-Decke im Geschäftshaus «Bären», Zürich, im Juni 1948, wurde auch ein Versuch an einem Modell aus Metallstäben durchgeführt. Die Eisenbeton-Konstruktion (Bild 14) überspannt eine Grundrissfläche von etwa $22,0 \times 24,0$ m ohne Innenstützen und besteht aus einem Rost von 70 cm hohen Plattenbalken, die in Diagonalrichtung verlaufen und in massiven Eckplatten, sowie einem schweren Randträger eingespannt sind. Eckplatten und Randträger sind ringsum aufgelagert. Das Modell (Bilder 11 und 12) wurde im Massstab 1:40 aus Leichtmetall erstellt. Die Roststäbe weisen quadratischen Querschnitt auf; die Eckplatte und der Randträger (von rechteckigem Querschnitt) sind so dimensioniert, dass die Biegesteifigkeit der Eckplatte bzw. die Torsionsfestigkeit des Randträgers im gleichen Verhältnis zur Biege-

steifigkeit der Roststäbe stehen wie beim Eisenbeton-Bauwerk. Die Biegemomente der Stäbe wurden mit dem Krümmungsmesser bestimmt; infolge der grossen erhaltenen Verformungen war eine geringe Korrektur der Resultate nach Massgabe einer Querkraftkontrolle notwendig. Die Ergebnisse der Messungen am Bauwerk und am Modell sind in den Bildern 13 bis 15 gegenübergestellt. Bei der Entfernung des Gerüsts konnte, wie üblich, nur ein Teil der zu erwartenden Verformungen festgestellt werden, weil das Gerüst schon vorher teilweise ausgebaut worden war; die Übereinstimmung zwischen Berechnung und Modellversuch dagegen (Bild 13) erwies sich als gut. So wurde am mittleren Rostbalken das Feldmoment in Feldmitte zu 40 tm berechnet und zu 38 tm gemessen; für das Einspannmoment an der Eckplatte ergab die Rechnung — 50 tm, der Versuch — 46 tm. Der Einspannungsgrad der Balken im Randträger wurde in der Berechnung um einiges unterschätzt (Torsionssteifigkeit).

Bei den Belastungsversuchen, die am Bauwerk und am Modell mit einander entsprechender Anordnung der Lasten durchgeführt wurden, entsprachen sich die gemessenen Verformungen so gut, wie es bei Eisenbeton nur möglich ist. Das einfache Modell reproduziert das elastische Verhalten des Bauwerks genau.

Eine am Modell gemessene Einflussfläche des Biegemomentes im Mittelquerschnitt eines Trägers ist auf Bild 16 dargestellt.

Im Neubau (1948) der Schweiz. Metallwerke Selve in Thun wurde eine *geschweifte Treppe* aus Eisenbeton ausschliesslich auf Grund eines Modellversuches, ohne statische Berechnung, bemessen (Bilder 17 und 18). Das Modell bestand aus Hartgips («Englischer Zement»); gemessen wurden die Verdrehungen einer grösseren Zahl Punkte der Plattenoberfläche mit dem in Bild 3 beschriebenen Neigungsmesser; die Ermittlung der Krümmungen erfolgte mit Hilfe des oben beschriebenen Verfahrens, wobei die angegebenen Gleichungen auf Polarkoordinaten umzuformen waren. Die Ergebnisse der Versuche (Haupt-Bewehrungsrichtungen; grösste Biegemomente der Platte) sind auf Bild 19 dargestellt. Die Momente waren unerwartet klein; die für die Anstrengung des Bauwerkes weniger massgebenden Schnittkräfte wurden auf Grund der Messungen näherungsweise rechnerisch ermittelt. Die Messungen am Modell ermöglichten hier eine aus architektonischen Gründen erwünschte Reduktion der ursprünglich vorgesehenen Plattendicke und zeigten die hervorragende Eignung des Eisenbetons für räumliche Tragwerke.

als Hilfsmittel des Statikers folgende Vorzüge auf: Die Modelle verhalten sich in der Regel dem Bauwerk ähnlicher, als die mathematische Abstraktion, die der Berechnung zugrunde liegt. Sie bieten eine weitgehende Sicherung vor Irrtümern. «Modelle machen keine Vorzeichenfehler». Wer je statische Berechnungen zu prüfen hatte, wird diesem Umstand einiges Gewicht beimessen. Hochgradig statisch unbestimmte Konstruktionen sind nicht schwieriger zu erfassen als statisch bestimmte. Bei gewissen Konstruktionen, wie vielen Schalenformen, auch Bogenstauauern, ist der Modellversuch das zweckmässigste Mittel zur «Berechnung».

Modellversuche sind in der Regel zuverlässiger als Messungen an ausgeführten Bauwerken; denn störende Einflüsse können stets eliminiert, misslungene Messungen wiederholt werden.

Die Durchführung der Messungen kann einer Hilfskraft übertragen werden. Die Auswertung der Ergebnisse dagegen ist Sache des erfahrenen Ingenieurs.

Modellversuche werden in der Bautechnik künftig mehr als bisher angewendet werden, und zwar sowohl zum Zwecke des Entwurfs einzelner Bauwerke, als auch für die Schaffung von Berechnungsgrundlagen für neue Konstruktionsformen; denn besonders im Eisenbetonbau reichen zur Zeit die Möglichkeiten der konstruktiven Gestaltung weiter als die Lei-

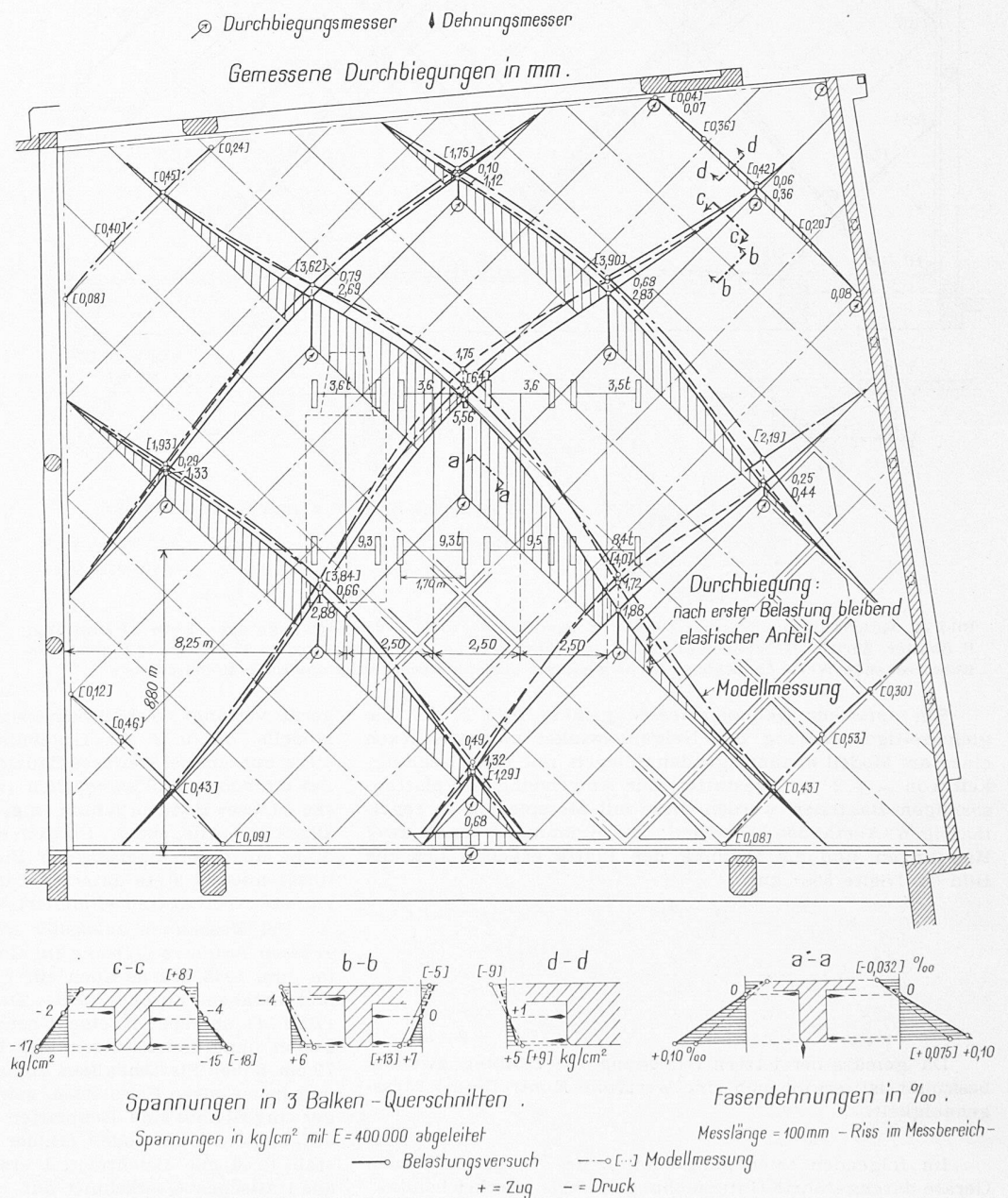


Bild 15. Geschäftshaus «Bären», Trägerrost-Decke. Belastungsversuche vom 22. Juni 1948.

Belastung: 4 Lastwagen, $\Sigma P = 50,8$ t, Durchbiegungen und Faserdehnungen, am Bauwerk gemessen und aus den Messungen am Modell auf das Bauwerk übertragen

Messungen an elastischen Modellen weisen

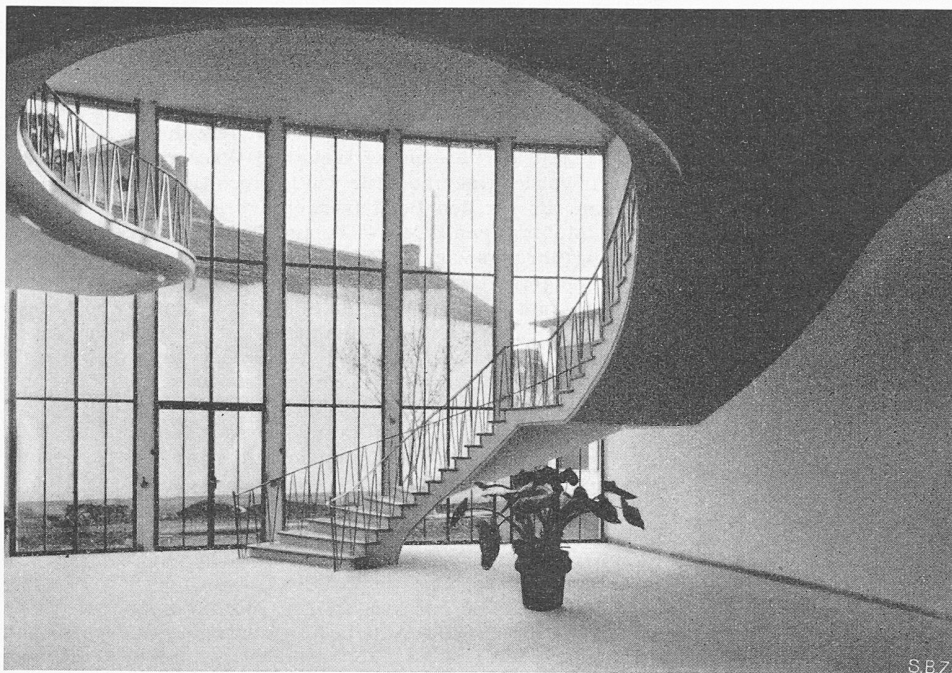


Bild 17. Schweiz. Metallwerke Selve, Thun. Eisenbetontreppe im neuen Verwaltungsgebäude Thun; Entwurf: Arch. P. LANZREIN, Thun; Ing. M. HARTENBACH, Bern

stungen der Baustatik. Gleichzeitig bietet die Entwicklung der Messtechnik (z. B. die elektrischen Dehnungsmesser [6]) neue Möglichkeiten. Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken können dagegen durch Modellversuche ebenso wenig ersetzt werden, wie durch theoretische Berechnungen.

Literaturverzeichnis

- [1] M. Ros: Versuche und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbeton-Bauwerken in der Schweiz. «Bericht Nr. 99 der EMPA», 1924—1937; erste bis vierte Ergänzung 1938—1945.
- [2] M. Ros: Lehre und Nutzen aus den Versuchen und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbeton-Bauwerken in der Schweiz, 1924—1947. «Bericht Nr. 99 der EMPA», fünfte Ergänzung.
- [3] Beggs: in «Transactions, American Society of Civil Engineers» (ASCE), vol. 88, 1925, p. 1208.
- [4] Gottschalk: in «Transactions ASCE», vol. 103, 1938, p. 1019.
- [5] Ruge und Schmidt: in «Transactions, ASCE», vol. 104, 1939, p. 1659.
- [6] A. R. Anderson: Entwicklung und Anwendung der elektrischen Dehnungsmesser... «Schweiz. Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik», 13. Jg. 1947, S. 321.

MITTEILUNGEN

Das Propeller-Turbinen-Flugtriebwerk «Python», das von Armstrong Siddeley Motors, Ltd., Coventry entwickelt worden ist und 4100 PS leistet, kam am 3. Januar 1949 erstmals zum Probeflug und hat bis jetzt über 6000 Stunden Entwicklungs- und Versuchsstandbetrieb hinter sich. Mit ihm sollen die neuen Marine-Kampfflugzeuge «Westland Wyvern» ausgerüstet werden. Das Triebwerk besteht aus einem 14-stufigen Axialkompressor, der die Luft für elf Verbrennungskammern liefert, und aus einer zweistufigen Turbine, die mit dem Kompressor direkt gekuppelt ist. Am vordern Ende des Kompressors befinden sich die beiden gegenläufigen Propeller mit dem zugehörigen Zahnradgetriebe für die Drehzahlverminderung und das Umkehren des Drehsinnes. Das ganze Triebwerk ist rd. 4 m lang und hat einen grössten Durchmesser von 1384 mm. Es wiegt trocken ohne Propeller 1430 kg; das Betriebsgewicht mit dem achtfügeligen Doppelpropeller von 3,3 m Durchmesser dürfte bei 1850 kg liegen. Auf Meereshöhe beträgt die Startleistung bei 8000 U/min der Turbine 3670 PS, hinzu kommt ein Schub von 520 kg; der Brennstoffverbrauch wird dabei mit 1610 l/h angegeben. Beim Aufsteigen mit 320 km/h leistet das Triebwerk bei 7800 U/min 3450 PS, der Schub beträgt dabei 300 kg und der Brennstoffverbrauch 1500 l/h. Im Reiseflug mit 480 km/h entwickelt das Triebwerk bei 7600 U/min 3260 PS und einen Schub von 180 kg; Verbrauch 1400 l/h. Bei 640 km/h Fluggeschwindigkeit steigt die Leistung auf 3680 PS, der Schub sinkt auf 100 kg; der Verbrauch ist 1460 l/h. Der Kompressor arbeitet mit einem Druckverhältnis von 5; die Luft verlässt ihn mit rd. 4,2 ata und

230° C. Die Gastemperatur bei Turbineneintritt beträgt 827° C, in der Rückstossdüse 527° C bei einer Geschwindigkeit von 233 m/s. Die Turbine leistet rd. 10000 PS, wovon 6300 PS vom Kompressor aufgenommen werden. Eine Beschreibung mit Bild dieser interessanten Maschine findet sich in «Engineering» vom 19. August 1949.

Die Stauwand am Porsuk (Türkei), die auf S. 452 des lfd. Jahrganges der SBZ erwähnt wurde, ist nach fünfjähriger Bauzeit im April dieses Jahres fertiggestellt worden. Sie dient ausschliesslich dem Hochwasserschutz und der Bewässerung der fruchtbaren Hochebene von Eskischehir, in der über 30000 ha Zuckerrüben angepflanzt werden sollen. Die Mauer hat bei 42 m grösster Höhe über den Fundamenten und einer Kronenlänge von 160 m ein Betonvolumen von 80000 m³. Sie weist den üblichen Dreieckquerschnitt einer Gewichtsmauer mit wasserseits senkrechter Wand und luftseitigem Anzug von 1:0,72 bzw. 1:0,75 auf. Die Krone ist 5 m breit, die grösste Fundamentbreite erreicht 28,5 m. Die Stauwand musste 3 m in den Serpentinellen, der 10 m unter der Talsohle ansteht, eingebunden werden. Zementinjektionen bis 20 m Felstiefe längs des wasserseitigen Mauerrandes bewirken die Abdichtung des Untergrundes. Das Wasser kann über einen 75 m langen Ueberlauf oder durch zwei Grundablässe mit 1,6 m Durchmesser aus dem Staubecken ablaufen. Bei geschlossenen Ueberlaufschützen fasst der Speicherraum 155 Mio m³. Der Bau der Stauwand erfolgte in Blöcken von 8 m Breite mit 1,5 m Schichthöhe. Zwischen jedem zweiten Block blieb ein 80 cm breiter Schlitz offen, der erst sechs

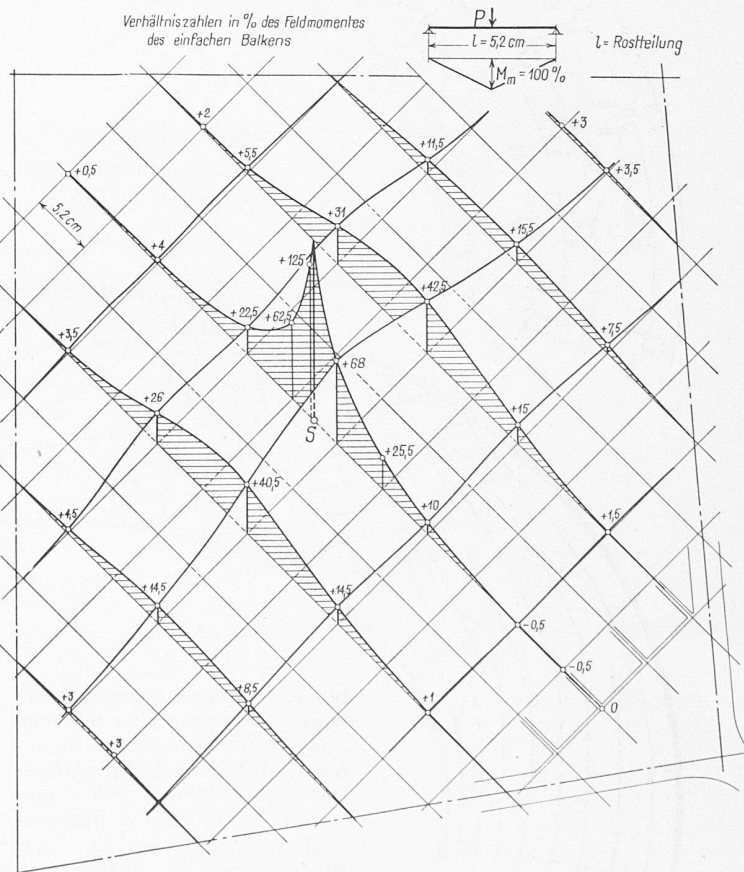


Bild 16. Trägerrost-Modell «Bären»: Gemessene Einflussfläche des Biegemomentes in der Mitte des Trägers (Schnitt S)

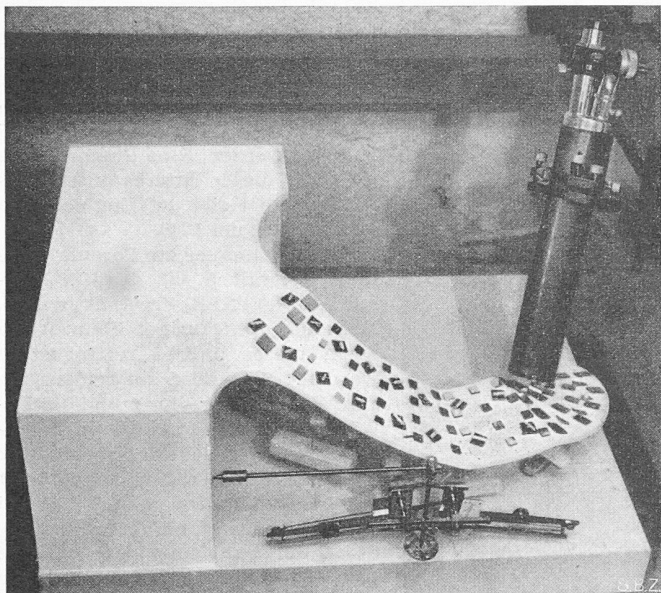
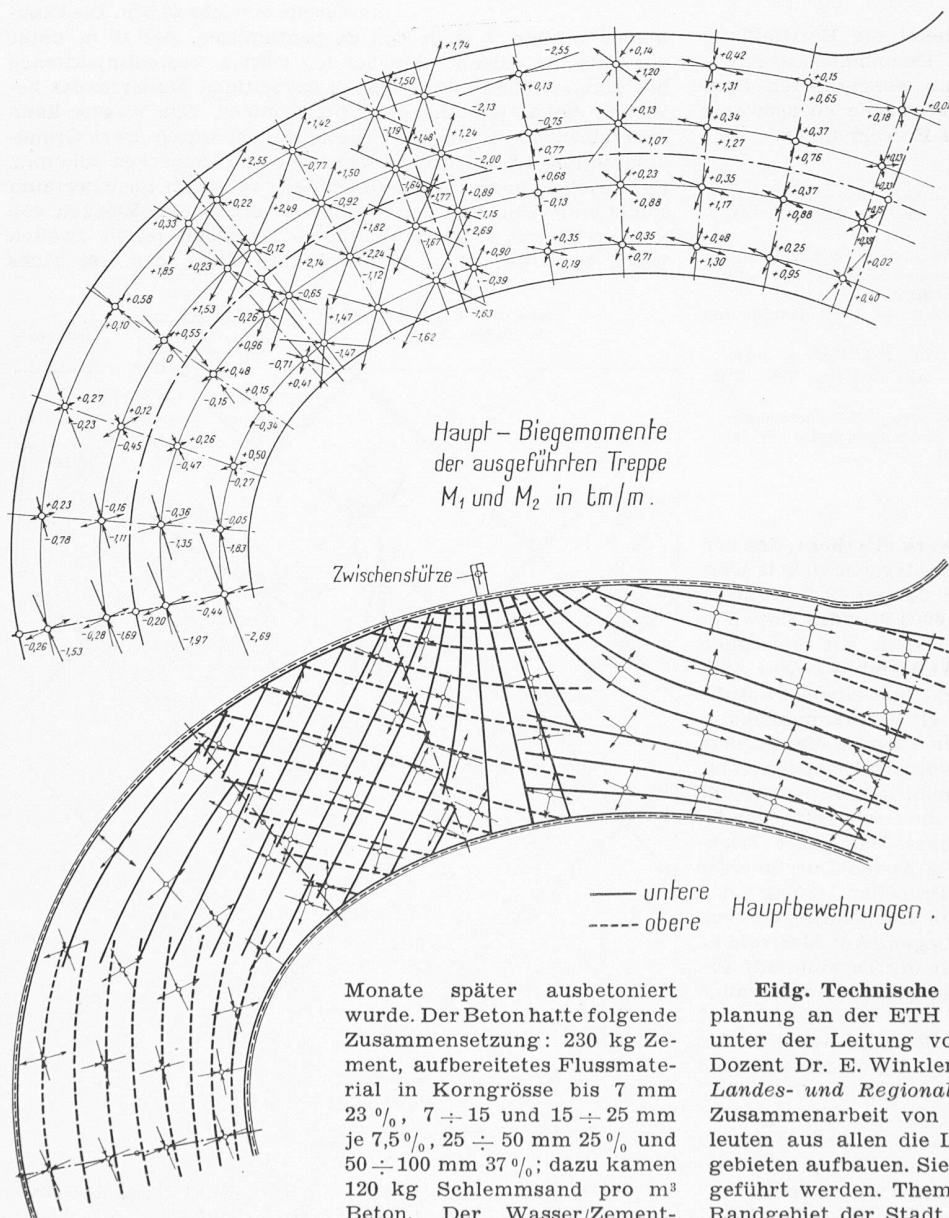


Bild 18. Modell der geschweiften Treppe «Selve» aus «Engl. Zement», Masstab 1:20. Die Lasten sind mittels Hebel-Übertragung entsprechend dem Bauwerk verteilt. Optische Verdrehungsmessungen

Bild 19 (unten). Ergebnisse der Modell-Messungen: Richtung und Grösse der Hauptmomente; Bewehrungsrichtungen



Faktor betrug 0,7. Mit einer 280 m weit gespannten Kabelbahn wurden im Mittel 200 und im Maximum 300 m^3 Beton pro Tag eingebracht. Weitere Einzelheiten enthält das Juli/August-Heft 1949 von «World Construction».

Neues Rollmaterial der Appenzeller-Bahn. Am 15. Mai 1949 hat die Appenzeller-Bahn, deren Netz durch die Fusionierung mit der Appenzell-Weissbad-Wasserauen-Bahn erweitert wurde, eine moderne Zugkomposition in Betrieb genommen, die für den Pendelverkehr vorgesehen ist und aus einem Motorwagen BCe 4/4, einem Personenwagen C 4 und dem Zugführungswagen CFZ 4 besteht. Später soll ein Buffetwagen eingereiht werden. Der Motorwagen weist zwei Abteile 2. Klasse mit insgesamt zwölf Sitzplätzen und zwei Abteile 3. Klasse mit insgesamt 32 Sitzplätzen auf; im Personenwagen gibt es 70 Sitzplätze 3. Klasse; der Steuerwagen enthält ein Postabteil, ein Bahngepäckraum und ein Abteil 3. Klasse mit 16 Sitzplätzen. Die in Leichtstahlbauart ausgeführten Wagenkasten ruhen auf je zwei zweiachsigen Drehgestellen; alle drei Wagen sind mit elektropneumatischer Türschliessung versehen, die vom Führtisch aus bedient wird. Der Motorwagen ist mit vier eigenventilierten Motoren von je 180 PS Einstundenleistung bei 33,5 km/h Fahrgeschwindigkeit ausgerüstet. Die Stundenzugkraft am Rad beträgt 5600 kg, die Dauerzugkraft 3600 kg, die grösste Geschwindigkeit 70 km/h. Von der Tara des betriebsfertigen Motorwagens von 35,4 t entfallen 9,5 t auf die elektrische Ausrüstung; sie wurde von der Maschinenfabrik Oerlikon geliefert, während die Schweizerische Industrie-Gesellschaft Neuhausen den mechanischen Teil ausgeführt hat («Bulletin Oerlikon» Nr. 277, Febr. 1949).

Helikopter im Dienste der Fernleitungskontrolle. Nach einer Mitteilung in «Electr. Wld.» Bd.131 (1949), Nr. 26, S. 86 (s. auch «Bull. d. Schweiz. Elektrotechn. Vereins», Nr. 16 vom 6. August 1949) stellte die Central New York Power Corporation in Gemeinschaft mit der Bell Aircraft Corporation die ersten Helikopter in den Dienst der Freileitungskontrolle. Gleichzeitig beauftragte die Bonneville Power Administration die Central Helicopters Incorporation in Seattle damit, die Ueberwachungsflüge mit ihren Leitungspatrouillen durchzuführen. Damit wurde ein Leitungsnetz von insgesamt 4000 km Länge aus der Luft überwacht. Seither hat der grösste Teil der Elektrizitätswerke ihre Freileitungspatrouillen zum Teil mit Helikoptern oder mit andern Flugzeugen ausgerüstet. Im weitausgedehnten Flachland eignet sich das Flugzeug, in Berggegenden der Helikopter. Die Kontrolle der Mastfundamente muss nach wie vor von der Erde aus durch Fusspatrouillen vorgenommen werden. Die Kosten der Helikopterpatrouillen sollen 15 % geringer sein, als die von Fusspatrouillen; der Zeitgewinn ist sehr beträchtlich. So hat die Pennsylvania Electric Co., Johnstown, ihr Freileitungsnetz von 1600 km (8746 Masten) in 45,7 totalen Flugstunden kontrolliert, wovon 34,9 h auf die Kontrolle und 10,8 h auf das Anfliegen entfielen. Die Kontrolle vom Boden aus hätte drei bis sieben Tage erfordert.

Eidg. Technische Hochschule. Das Institut für Landesplanung an der ETH veranstaltet im Wintersemester 1949/50 unter der Leitung von Prof. Dr. H. Gutersohn und Privatdozent Dr. E. Winkler wiederum zweistündige *Übungen zur Landes- und Regionalplanung*, die auf dem Grundsatz der Zusammenarbeit von Studenten und praktizierenden Fachleuten aus allen die Landesplanung berührenden Interessengebieten aufbauen. Sie sollen im Sommersemester 1950 weitergeführt werden. Thema ist das zürcherische Furtal, das als Randgebiet der Stadt Zürich und des Flugplatzes Kloten be-