



UNIVERSITÄTS-
BIBLIOTHEK
PADERBORN

Moderne Decken und Gewölbe

Scriba, Ernst

Berlin, 1906

Tafel I und II.

[urn:nbn:de:hbz:466:1-72352](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-72352)



Erläuterungen zu den Tafeln.

Tafel I und II.

Die ersten beiden Tafeln zeigen eine Decke aus Betoneisen, wie sie mit geringen Abweichungen in einem Wohn- und Geschäftshause in Hannover im Frühjahr 1905 ausgeführt worden ist. Die Erdgeschoßräume des ganzen Grundrisses sollten durchweg zu Geschäftszwecken benutzt werden, und zwar im Vorderhause zu offenen Ladengeschäften mit den dazugehörigen Kontor- und Lagerräumen, im Hintergebäude zu einer Schlosserwerkstatt. Demgemäß mußten entsprechend den baupolizeilichen Bestimmungen die Erdgeschoßräume von den oberen bewohnten Stockwerken durch eine massive Decke abgeschlossen werden, und es wurde hierzu eine Betoneisendecke gewählt, in der auch sämtliche Unterzüge — zum Teil mit dreistöckigen $\frac{1}{2}$ bis $1\frac{1}{2}$ Stein starken Wänden nebst den zugehörigen Decken belastet — aus Betoneisen bestehen. In der ganzen Decke befindet sich nur ein eiserner Träger — als Saumträger der Treppenpodeste — zum Anschluß der eisernen Treppe. Im übrigen sind sämtliche Unterzüge und Träger — auch die Erker- und Balkonkonstruktionen — aus Betoneisen hergestellt. Die Stütze in der Werkstatt sowie die Decken des Kellergeschosses bestehen ebenfalls aus Betoneisen.

Die Anordnung der Träger — Rippen — geht aus dem Grundriß (Taf. I) und den Schnitten (Taf. II) hervor. Mit der Bezeichnung Rippe ist immer nur der unter der Deckenplatte liegende Teil des Trägers gemeint, so daß sich auch die in der Zeichnung angegebenen Höhenmaße nur auf die aus der Platte herausragenden Teile beziehen, während für die statische Berechnung die Gesamthöhe des Plattenbalkens — also Rippenhöhe + Plattenstärke — in Betracht kommt. Diese scheinbar unstimmmige Höhenbezeichnung ist gewählt worden, da die Zeichnung gleichzeitig Baupolizei- und Arbeitszwecken dienen sollte; es ist damit Irrtümern des die Einschaltungsarbeiten leitenden Mauerpoliers möglichst vorgebeugt. Die in den Rippen liegenden Eiseneinlagen sind im Grundriß nicht eingezeichnet, da diese das Auge nur verwirrt hätten, ohne bei dem gewählten Maßstab genügende Klarheit zu schaffen. Vielmehr ist im Grundriß nur Zahl, Querschnitt und Länge der Einlagen angegeben, im übrigen die Anordnung, den Schnitt- und Ansichtszeichnungen überlassen. Jedoch auch diese sind nur von solchen Trägern gemacht, bei denen noch besondere U-förmige Bügel zur Aufnahme von Scherspannungen nötig waren oder die sonstige Besonderheiten zeigten. Es schien unzweckmäßig, die Grundrißzeichnung mit noch mehr Angaben zu belasten, außerdem nötig, wenigstens einige Träger als Muster für die Ausführung in größerem Maßstabe zu zeigen.

Eine derart vereinfachte Darstellung war um so eher möglich, als das gewählte Konstruktionssystem ein denkbar einfaches ist: in Platten und Plattenbalken liegen zur Aufnahme der Zugspannungen immer in gleichem Abstände von der Zugkante die von Auflager zu Auflager ohne besondere Biegungen durchlaufenden Einlagen — der Abstand von der Zugkante beträgt durchweg 2 cm, von Mitte Einlage gerechnet, bzw. 2 und 6 cm bei zwei übereinanderliegenden Eisenlagen; die seitlichen Abstände der einzelnen Einlagen voneinander betragen immer 4 cm v. M. z. M., die der äußersten von Außenkante Rippe wieder wie nach unten 2 cm. Die Länge ist immer so bemessen, daß sie beiderseits etwas über Mitte Auflager hinausreichen. Die Einlagen in den Platten gehen zur Vermeidung von Abschneidarbeiten und zwecks leichterer Montage möglichst immer über mehrere Platten hinweg. Gleichzeitig wird dadurch eine scherfestere Verbindung zwischen Rippen und Platten erzielt. Die lotrechten Bügel zur Aufnahme der über 4,5 at betragenden Scherspannungen sind einfach U-förmig gebogen; ihr wagerechter Teil — statisch bedeutungslos — liegt unter den Haupteinlagen, wodurch die Bügel beim Stampfen sich sehr gut in ihrer Lage halten. Die lotrechten Arme teilen die Rippenbreite etwa im Verhältnis 1:2:1, bzw. sind die genauen Maße wie auch die Lage der Längsrichtung nach den Schnitt- und Ansichtszeichnungen zu entnehmen. In den Plattenbalken ohne Scherbügel sind zum Teil einige Einlagen, soweit es die Haftspannungen gestatten, am Auflager unter 45°

aufgebogen als Sicherung gegen die hier in dieser Richtung auftretenden Zugspannungen, deren Größe allerdings gering, etwa gleich der Scherspannung ist. Unter Umständen können hierfür auch besondere Einlagen empfehlenswert erscheinen. Teilweise sind die Bügel auch durch einfache lotrechte Aufbiegungen der Haupteinlagen ersetzt, z. B. in den Erkerkonsolen und dem Brüstungsträger. Noch ist zu bemerken, daß die Betonplatten seitlich einiger Unterzüge verstärkt sind (z. B. [29]); es geschah dies zur Verminderung der Rippenhöhe, da die Verstärkung der Platte die Spannungsnulllinie nicht aus der Platte heraustreten, demnach eine möglichst günstige Ausnutzung der Druckfestigkeit des Betons zuließ. Zur bequemeren Einschalung würde es sich übrigens empfehlen, wenn möglich, diese Verstärkung auf die Oberseite zu verlegen, wodurch auch noch eine weitere Kürzung der Rippenhöhe erreicht würde.

Die Betonarbeiten wurden im allgemeinen mit einer Mischung von 1 Zement + 3 Sand + 3 Kies (Raumteile) ausgeführt, doch in den Unterzügen unter hochgehenden Wänden zur Umhüllung der Einlagen eine fettere Mischung — etwa 1 : 4 — verwendet. Die Eiseneinlagen bestehen aus Quadrateisen, und zwar kamen die Stärken 10 · 10, 14 · 14 und 16 · 16 mm zur Anwendung. Sämtliche Arbeiten wurden von Herrn Mauremeister Lehmann-Hannover ausgeführt.

Dem Entwurf sowie der Ausführung sind die Bestimmungen des Ministerial-Erlasses vom 16. April 1904 zugrunde gelegt. Sämtliche Platten und Plattenbalken sind als einfache Träger auf 2 Stützen ohne Annahme irgendwelcher Einspannungsmomente berechnet.

Es soll noch die statische Berechnung eines Trägers gezeigt werden, und zwar wird hierzu Unterzug 29 gewählt, der bei der baupolizeilichen Abnahme der unten beschriebenen Probelastung unterworfen wurde.

Plattenbalken 29 (vergl. Abb. 1, Taf. II). Stützweite $4,70 + 2 \cdot 0,20 = 5,10$ m.

Die Belastung besteht aus zwei gleichmäßig verteilten Lasten, dem Eigengewicht der Rippe und einer durch drei Stockwerke hindurch gehenden 12 cm starken Wand aus Hohlsteinen mit zwei seitlichen Türöffnungen, und aus vier Einzellasten, den Auflagerdrücken der vier anschließenden Plattenbalken, von denen 28a ebenfalls eine Wand wie vor zu tragen hat. Die Lasten verteilen sich nach Maßgabe der Abb. 1 und haben die Werte:

- 5 600 kg.
- 2 000 "
- 1 820 "
- 2 600 "
- 1 820 "
- 4 900 "

$$\Sigma = 18\,740 \text{ kg.}$$

Auflagerdrücke:

$$L = \frac{5600 + 2000}{2} + \frac{1}{5,10} (4900 \cdot 0,75 + 1820 \cdot 1,70 + 2600 \cdot 2,90 + 1820 \cdot 3,35) = \sim 7\,800 \text{ kg.}$$

$$R = 18\,740 - 7800 \dots \dots \dots = 10\,940 \text{ "}$$

$$\Sigma = 18\,740 \text{ kg.}$$

Das größte Moment liegt im Abstände x von L , der sich berechnet zu

$$x = \frac{7800 - 1820 - 2600 + 5600 \cdot \frac{1,05}{3,00}}{\frac{2000}{5,10} + \frac{2600}{3,00}} = \sim 2,36 \text{ m.}$$

Größtes Moment:

$$7800 \cdot 2,36 - \left(\frac{5600}{3,00} \cdot 1,31 \cdot 1,31 + \frac{2000}{5,10} \cdot 2,36 \cdot \frac{2,36}{2} + 1820 \cdot 61 + 2600 \cdot 16 \right) \dots \dots \dots = \sim 1\,149\,400 \text{ cmkg.}$$

$$\text{Eisenquerschnitt } 11 \cdot 1,6 \cdot 1,6 \dots \dots \dots = \sim 28,29 \text{ cm.}$$

$$\text{Umfang der Einlage } 11 \cdot 4 \cdot 1,6 \dots \dots \dots = \sim 70,4 \text{ "}$$

$$\text{Für die Rechnung zulässige Druckbreite des Betons } \frac{5,10}{3} \dots \dots \dots = 1,70 \text{ m.}$$

$$\text{Abstand der Nulllinie von der Druckkante } \frac{15 \cdot 28,2}{170} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 170(50-2)}{15 \cdot 28,2}} \right) \dots \dots \dots = \sim 13,2 \text{ cm.}$$

$$\text{Druckspannung des Betons } \frac{2 \cdot 1\,149\,400}{170 \cdot 13,2 \left(50 - 2 - \frac{13,2}{3} \right)} \dots \dots \dots = \sim 23,3 \text{ at.}$$

$$\text{Zugspannung des Eisens } \frac{1\,149\,400}{28,2 \left(50 - 2 - \frac{13,2}{3} \right)} \dots \dots \dots = \sim 936,0 \text{ "}$$

$$\text{Scherspannung des Betons } \frac{10\,940}{44 \left(50 - 2 - \frac{13,2}{3} \right)} \dots \dots \dots = \sim 5,7 \text{ "}$$

Zur Aufnahme der mehr als 4,5 at betragenden Scherspannungen sind Bügel aus Quadrateisen 10 · 10 mm eingelegt, deren Anzahl und Lage wie folgt bestimmt ist:

Der Betonquerschnitt darf eine Scherkraft von $44 \left(50 - 2 - \frac{13,2}{3} \right) 4,5 = \sim 8600$ kg aufnehmen, Scherbügel sind also notwendig, wo die Querkraft > 8600 kg wird, das ist da, wo die Querkraftfläche über die zur Querkraftnulllinie im Abstände von 8600 kg gezogene Parallele hinausragt, demnach im schraffierten Teil der Abb. 2. Die durch die Bügel aufzunehmende Scherkraft ist

$$\frac{2340 + 1900}{2} \cdot \frac{75}{50 - 2 - \frac{13,2}{3}} = \sim 3640 \text{ kg.}$$

Ein Bügel kann eine Scherkraft von $2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 800 = 1600$ kg mit Rücksicht auf Abscheren, und von

$$2 \cdot 1,0 \cdot \frac{50 - 2 - \frac{13,2}{3}}{2} \cdot 30 = \sim 1310 \text{ kg}$$

mit Rücksicht auf Leibungsdruck, also eine Scherkraft von 1310 kg aufnehmen, so daß am rechten Auflager drei solche Bügel nötig werden. Ihre Lage in der Längsrichtung des Trägers würde man erhalten, indem man den schraffierten Teil der Querkraftfläche durch Lote in drei gleich große Streifen teilt, deren Schwerpunkte die Lage der einzelnen Bügel bezeichnen würde. Da die Fläche hier einem Rechteck sehr nahekommt, sind die Bügel einfach schätzungsweise, von Mitte Auflager aus gerechnet, in den Abständen von 12, 25 und 25 cm verlegt. Um Irrtümer bei der Montage zu vermeiden, sind die Bügel an beiden Auflagern eingelegt.

Haftspannung am Eisen $\frac{5,7 \cdot 44}{70,4} = \sim 3,57$ at.

Druckbeanspruchung des Mauerwerks bei einer Auflagerlänge von $1\frac{1}{2}$ Stein = 38 cm $\frac{10\,940}{44 \cdot 38} = \sim 6,55$ "

Dieser Unterzug wurde anlässlich der baupolizeilichen Abnahme der Decken am 8. April nach 24 tägiger Abbindezeit einer Probelastung unterworfen.

Von der ganzen in Rechnung gestellten Belastung entfallen

auf Eigenlasten	13 440 kg,
„ Nutzlasten	5 300 „
	Σ 18 740 kg,

so daß gemäß den Bestimmungen des Ministerial-Erlasses eine gleichmäßig verteilte Probelast von

$$1,5 \cdot 13\,440 + 3 \cdot 5\,300 = 36\,100 \text{ kg}$$

mit einem größten Biegemoment von

$$18\,050 \left(\frac{510}{2} - \frac{470}{4} \right) = \sim 2\,485\,000 \text{ cmkg}$$

aufzubringen war.

Die Belastung wurde mit Güterwagenachsen, deren mittleres Gewicht 200 kg betrug, vorgenommen und hatte folgenden Verlauf:

Uhrzeit	Last kg	Durchbiegung in der Mitte mm
9 ^h 20'	1 000	0,00
9 ^h 58'	5 000	0,50
11 ^h 44'	18 000	2,00
12 ^h 1'	20 000	2,25
12 ^h 27'	22 000	3,00
12 ^h 48'	25 000	4,00
1 ^h	28 000	5,25
2 ^h 30'	28 000	5,50
2 ^h 45'	28 000	6,00
	(1000 kg nach der Mitte gelegt)	
3 ^h	28 000	< 6,50
	(weitere 1000 kg nach der Mitte gelegt)	
—	8 000	2,00

Die ungünstigste Belastung um 3^h war nach Abb. 3 verteilt und erzeugte demnach ein größtes Biegemoment von

$$14\,000 \cdot \frac{510}{2} - \frac{1}{8} (8000 \cdot 470 + 6000 \cdot 404 + 4000 \cdot 268 + 3600 \cdot 242 + 2400 \cdot 160 + 1800 \cdot 120 + 1400 \cdot 94 + 800 \cdot 54) = \sim 2\,560\,000 \text{ cmkg.}$$

Der Träger hat die Belastung ohne weiteres überstanden, namentlich konnten Risse im Beton und den Auflagermauern nicht entdeckt werden. Beim Aufbringen einer jeden Achse, die nicht ganz vorsichtig hingelegt wurde, federte der Träger sekundenlang um mehrere Millimeter.

Martin Preuß, Ingenieur.