

Bei den folgenden Untersuchungen der Holz- und Eisenconstruktionen können die in Thl. I, Abschn. IV entwickelten Gesetze und Regeln der Elasticitätslehre als bekannt vorausgesetzt werden, und es sollen nur diejenigen Verhältnisse einer besonderen Untersuchung unterworfen werden, welche speciell bei den einschlägigen Construktionen in Frage kommen. Bevor die Stabilitätsverhältnisse selbst untersucht werden, möge eine kurze Zusammenstellung der Belastungen angeführt werden, welche erfahrungsmäßig bei den zu betrachtenden Bauwerken in Rechnung zu stellen sind.

Belastungen. Wie schon bemerkt worden, besteht die Belastung der §. 34. Bauconstruktionen aus ihrem Eigengewichte oder der permanenten und aus der zufälligen Last, welche letztere bei Brücken auch wohl Verkehrslast heißt. Wenn auch das Eigengewicht bei einer vorliegenden Construktion immer leicht aus dem Volumen und dem specifischen Gewichte der Bestandtheile ermittelt werden kann, so ist es doch für den Entwurf eines Bauwerkes, dessen Dimensionen erst zu bestimmen sind, bequem, zuvörderst gewisse erfahrungsmäßig ermittelte Durchschnittswerthe für das Gewicht der Construktion der Rechnung zu Grunde zu legen, durch welche die Dimensionen der einzelnen Theile festgesetzt werden. Ist letzteres geschehen, so kann das Eigengewicht aus den gefundenen Dimensionen genauer berechnet und, wenn es sich als nöthig herausstellen sollte, auf Grund dieser genauer bestimmten Eigenlast eine Correction der Dimensionen vorgenommen werden. Die Angaben über die Belastung, sowohl durch das Eigengewicht wie auch durch die zufällige oder Nutzlast, werden in der Regel auf eine Quadratinheit (Quadratmeter) der horizontalen Grundfläche bezogen, welche überdeckt ist. Für Dächer pflegt man die Belastung durch das Eigengewicht, Schnee- und Winddruck auch häufig auf die Quadratinheit der geneigten Dachfläche zu bestimmen, während man für Brücken von bestimmter Breite, z. B. pro Geleis, auch wohl die Belastung für den laufenden Meter angiebt. Wenn Mauern auf einzelnen Construktionstheilen ruhen, so ist die dadurch hervorgerufene Belastung bei einer gegebenen Mauerstärke mit der Größe der verticalen Ansichtsfläche der Mauer, also pro laufenden Meter mit der Höhe der Mauer proportional. Die in solcher Weise im Folgenden angegebenen Werthe gelten für ruhende Lasten, und man kann den etwa stattfindenden Erschütterungen, wie sie z. B. bei Brücken durch die Bewegung der Wagen und in Fabriken durch den Betrieb von Maschinen auftreten, dadurch Rechnung tragen, daß man in jedem solchen Falle entweder eine entsprechend größere Belastung, oder eine geringere zulässige Anstrengung des Materials voraussetzt, da der Einfluß solcher Erschütterungen sich wohl nur in den seltensten Fällen durch die Rechnung feststellen läßt.

Die folgenden Tabellen über die Belastung von Zwischendecken und

Belastungen pro 1qm Fläche in Kilogrammen
für Zwischendecken.

a) in Wohngebäuden oder in Fabriken mit leichten Maschinen
(Spinnereien u.)

Art der Construction	Eigen- last	Nutz- last	Total- last
Gewölbte Decke, $\frac{1}{4}$ Stein stark, zwischen eisernen Trägern für 1 bis 1,5 m Spannweite, incl. Puz und Fußboden	300	200	500
Gewölbte Decke wie oben, $\frac{1}{2}$ Stein stark	400	200	600
Gewölbte Decke wie oben, 1 Stein stark, für 2 bis 3 m Spannweite	500	200	700
Decke aus Wellblech, Buckelplatten oder Barreneisen mit 13 cm dicker Betonschicht zwischen Trägern . . .	250	200	450
Holzbalkendecke mit einfachem Fußboden	80	200	280
Holzbalkendecke mit doppeltem Fußboden oder mit einfachem Fußboden und Deckenpuz	100	200	300
Holzbalkendecke mit halbem Windelboden, Fußboden und Deckenpuz	300	200	500
Holzbalkendecke mit ganzem Windelboden, Fußboden und Deckenpuz	400	200	600

b) in Fabriken mit schweren Maschinen, in Speichern und Tanzlocalen

Holzbalkendecke mit halbem Windelboden, für Tanzlocale, Heu- und Fruchtböden	350	350	700
Holzbalkenlage mit Bohlenbelag in Salzspeichern . . .	200	600	800
Holzbalkenlage mit Bohlenbelag in Kaufmannsspeichern	250	750	1000
Gewölbte Decke, $\frac{1}{2}$ Stein stark, zwischen eisernen Trägern, 1 bis 1,5 m Spannweite, in Fabriken oder Lagerräumen	450	500	950
Gewölbte Decke, 1 Stein stark, für 2 bis 3 m Spannweite, sonst wie vor.	650	500	1150
Decke aus Wellblech, Buckelplatten oder Barreneisen mit 20 cm dicker Betonschicht, sonst wie vor.	350	500	850

Das Gewicht von Mauern beträgt pro 1 qm Ansehfläche und 1 Stein (0,25 m) Stärke für Mauern aus:

Ziegelsteinen	Poröfen oder Hohlziegeln	Kalkstein oder Granit	Sandstein
220 kg	135 kg	330—350 kg	280—300 kg

Belastungen incl. Schnee und Winddruck für 1qm Grundrißfläche in Kilogrammen für Dächer.

Art der Construction	Neigungsverhältniß $\frac{h}{2w}$									
	$\frac{1}{48}$	$\frac{1}{32}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$
Einfaches Ziegeldach	—	—	—	—	—	—	220	230	260	
Doppel- und Kronziegeldach	—	—	—	—	—	—	240	260	290	
Gewöhnliches Schieferdach .	—	—	—	—	—	—	180	190	210	240
Dorn'iges Dach	—	—	175	—	175	—	180	190	210	240
Asphaltdach mit Lehmunterlage (mit Fliesenunterlage 10 Proc. mehr)	—	—	175	—	175	—	180	190	210	240
Stroh- und Rohrdach	—	—	—	—	—	—	—	200	230	
Dach aus Zin- oder Eisenblech	—	—	135	—	140	—	150	160	170	200
Theerpappdach	—	—	135	—	140	—	150	160	170	200
Holzementdach auf Holzbalkenlage	350	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Holzementdach auf leichten Rappen oder Wellblech zc. zwischen eisernen Trägern	450	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Dächern sind einem Werke von D. Inge*) entnommen und bedürfen keiner näheren Erläuterung.

Hinsichtlich des Schneedrucks kann bemerkt werden, daß die größte Höhe der Schneeschicht in Deutschland zu etwa 0,6 m angenommen werden kann, so daß man, unter Annahme einer Dichte des Schnees von $\frac{1}{8} = 0,125$ von der des Wassers, den Schneedruck für jeden Quadratmeter der Horizontalprojection einer Fläche zu $0,125 \cdot 0,6 \cdot 1000 = 75$ kg veranschlagen kann.

Die Belastung der Dachflächen durch den Winddruck läßt sich nach den in Thl. I, Abschn. VII über den Stoß der Flüssigkeiten angegebenen Regeln bestimmen. Danach wird der Druck W , den eine mit der Geschwindigkeit c bewegte Flüssigkeit von der Dichte γ normal zu einer Fläche f ausübt,

*) Tabellen und Beispiele für die rationelle Verwendung des Eisens von D. Inge, 1878; s. auch Müller, Festigkeitslehre.

welche unter dem Winkel β gegen die Richtung des Luftstroms geneigt ist, ausgedrückt durch

$$W = Q \gamma \frac{c}{g} \sin \beta = f \gamma \frac{c^2}{g} \sin^2 \beta,$$

worin $Q = fc \sin \beta$ das in jeder Secunde gegen die Fläche f treffende Luftvolumen ist. Der herrschende Wind hat nun meistens gegen den Horizont eine Neigung von $EDH = 10^\circ$, Fig. 112, und daher bestimmt sich der Neigungswinkel β , unter welchem die unter α geneigte Dachfläche BAC getroffen wird, zu

$$\beta = EDA = \alpha + 10^\circ.$$

Mit diesem Werthe erhält man daher den auf eine beliebig große Fläche FF_1 = f normalen Winddruck zu

$$W_n = f \gamma \frac{c^2}{g} \sin^2 (\alpha + 10^\circ),$$

also folgt für die Flächeneinheit (1 qm) der specifische Winddruck senkrecht zur Dachfläche zu

$$w_n = \frac{W_n}{f} = \gamma \frac{c^2}{g} \sin^2 (\alpha + 10^\circ).$$

Ebenso groß ist auch der verticale Druck für jede Flächeneinheit der Horizontalprojection, sowie auch der horizontale specifische Druck für die Verticalprojection, denn eine Zerlegung des normal zur Fläche FF_1 wirkenden Winddruckes W_n giebt die verticale Componente

$$W_v = W_n \cos \alpha,$$

und da dieselbe auf eine Fläche $F'F'_1 = f \cos \alpha$ sich vertheilt, so wird der lothrechte Winddruck für jede Einheit der horizontalen Projection ebenfalls durch

$$w_v = \frac{W \cos \alpha}{f \cos \alpha} = \frac{W}{f} = \gamma \frac{c^2}{g} \sin^2 (\alpha + 10^\circ) = w_n$$

ausgedrückt. Dasselbe gilt für den Druck des Windes gegen die Verticalprojection BC der Dachfläche.

Setzt man zur Bestimmung des Winddruckes das specifische Gewicht der Luft $\gamma = 1,25$ kg und die größte vorkommende Geschwindigkeit des Windes $c = 25$ m, so erhält man den normalen Windstoß pro 1 qm Fläche zu

$$w = 1,25 \frac{25^2}{9,81} \sin^2 (\alpha + 10^\circ) = 80 \sin^2 (\alpha + 10^\circ).$$

Man würde z. B. für ein Dach, dessen Höhe gleich der halben Weite ist, also mit $\alpha = 45^\circ$, den Winddruck zu

$$w = 80 \cdot \sin^2 (45^\circ + 10^\circ) = 53,6 \text{ kg};$$

dagegen für eine Neigung von $\frac{1}{3}$, oder $\alpha = 18^\circ 30'$ einen Werth

$$w = 80 \cdot \sin^2 (28^\circ 30') = 18,2 \text{ kg}$$

erhalten.

Nun wird zwar der hier vorausgesetzte ungünstigste Winddruck immer nur auf die eine, der Windrichtung zugekehrte Dachfläche wirken, während die dem Winde abgewendete gar nicht oder doch viel weniger gedrückt wird, in dessen pflegt man der Sicherheit wegen bei der Construction in der Regel anzunehmen, daß die ganze Dachfläche einem gleichmäßig vertheilten verticalen Winddrucke ausgesetzt sei, und zwar soll man nach Brandt für jeden Quadratmeter der Horizontalfläche eine durch Schnee und Wind erzeugte Verticalbelastung zwischen 100 und 125 kg annehmen, eine Angabe, welche mit den oben gefundenen Werthen ($75 + 53,6 = 128,6$ und $75 + 18,2 = 93,2$) annähernd übereinstimmt.

Dem horizontalen Winddrucke, welcher eine Verschiebung bezw. ein Umkippen des Daches anstrebt, wird man durch entsprechende Befestigung des Daches, sowie durch einen geeigneten Quer- und Längsverband begegnen müssen. Die oben für den Winddruck angegebenen Formeln gelten auch für die verticalen Flächen von Mauern, Brückenträgern zc., wenn man $\alpha = 90^\circ$ darin einführt.

Die Belastung der Brücken durch ihr Eigengewicht setzt sich zusammen aus dem Gewichte der Fahrbahn mit Einschluß der dieselbe unterstützenden Querträger, Schwellen zc., und dem Gewichte der Hauptträger. Das Gewicht der Fahrbahn für Straßenbrücken kann man pro 1 qm zu

250 kg bei einer Schotterdecke von 0,1 bis 0,15 m Dicke,

360 kg für Steinpflaster von 0,15 m Dicke,

100 kg für die zugehörige Sandunterlage von 0,06 m Dicke

annehmen *).

In Betreff der eisernen Straßenbrücken von der Spannweite l und einer Breite der Fahrbahn von 7,5 m incl. der beiden je 1 m breiten Banketts, kann man pro 1 qm Grundrißfläche für vorläufige Ueberschlagsrechnungen das Eigengewicht zu

$$p = (42 l + 3600) \text{ kg}$$

bei Anwendung einer 0,2 m dicken Beschotterung, und zu

$$p = (28 l + 1300) \text{ kg}$$

*) Siehe E. Holzhey, Vorträge über Baumechanik.

bei doppelter eichener Bedielung annehmen. Nach Winkler berechnet sich ferner für eiserne Straßenbrücken, deren Spannweite l und Breite b Meter beträgt, für jeden laufenden Meter der Länge l das gesammte Brückengewicht, einschließlich der Hauptträger, zu

$$p = \frac{120 + 300 b + 3,3 b l}{1 - 0,0038 l} \text{ kg.}$$

Für Eisenbahnbrücken (eingleisige) beträgt nach Schwedler das totale Gewicht für den laufenden Meter der Spannweite l in Kilogrammen

$$p = 30 l + 800$$

für Brücken schwerster Construction von 10 bis 100 m Spannweite. Das Gewicht der Fahrbahn kann durchschnittlich zu 750 kg pro laufenden Meter veranschlagt werden.

Für das Gewicht der Hauptträger hölzerner Brücken giebt Winkler die folgende Tabelle an:

Gewicht (kg) der Hauptträger hölzerner Brücken von l Meter Spannweite.

Unterstützung durch:	Straßenbrücken	Eisenbahnbrücken (ein Geleise)	
	pro 1 qm Fahrbahn	a) provisorische pro laufenden Meter	b) definitive pro laufenden Meter
Einfache Balken	11 l	67 l	84 l
Einfache durch Sattelhölzer verstärkte Balken	10 l	62 l	79 l
Verdübelte Balken	10 l	55 l	70 l
Gitterbalken	8,3 l	45 l	51 l

Wie schon oben bemerkt, können die vorstehend angeführten Zahlen nur als ungefähre Ueberschlagswerthe bei der Projectirung gelten, und man hat in jedem Falle nachträglich das genaue Eigengewicht der Construction aus den für die Bestandtheile festgesetzten Dimensionen zu ermitteln.

Für die zufällige oder Verkehrsbelastung der Brücken sind nach dem Deutschen Bauhandbuche die folgenden Angaben zu Grunde zu legen:

Zufällige Belastung von Straßenbrücken, Fußsteigen und Aquädukten.

Art der		Belastung in Kilogrammen pro 1 qm Fahrbahn	kg
Brücken	Belastung		
Straßen- und Pferdeisenbahn brücken	Menschen- gedränge	1) Annahme in Amerika	150
		2) Annahme in Frankreich	200
		3) Annahme in Deutschland	280
		4) Genügende Annahme	400
Fußsteige und Ziehwege	Menschen, Thiere und Fuhrwerke	1) Stege für öffentlichen Verkehr . .	400
		2) Stege für Privatverkehr	200
		3) Ziehwege in Städten	400
		4) Ziehwege für leichtes Fuhrwerk .	150
Aquädukte und Canalbrücken	Wasser und Schiffe	Für jeden Meter Wasserstandshöhe beim Passiren der Schiffe	1000

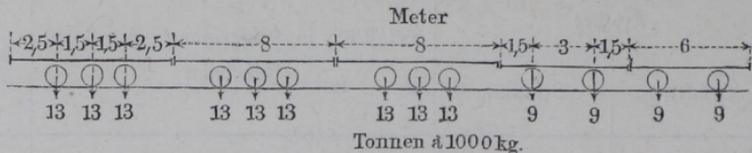
In Betreff der Größe und Vertheilung der Belastung von Straßenbrücken durch Fuhrwerke und Zugthiere können die folgenden Skizzen einen Anhalt geben:

Gewichte und Gewichtsvertheilung für Fuhrwerke in Kilogrammen und Metern.

1) Schwerstes Fuhrwerk . . .	18 000	<p>Fig. 113.</p> <p>19m.</p> <p>2 4 2 2 4 4 1</p> <p>9000 9000 600 600 600 kg.</p>
Bespannung 6 Pferde . . .	1 800	
2) Schweres Landfuhrwerk . .	10 000	<p>Fig. 114.</p> <p>14.5m.</p> <p>2 3.5 2 2 4 1</p> <p>5000 5000 600 600 kg.</p>
Bespannung 4 Pferde . . .	1 200	

Für Eisenbahnbrücken pflegt man als die der Rechnung zu Grunde zu legende Belastung einen Zug aus mehreren der schwersten, die Bahn befahrenden Locomotiven vorauszusetzen, in welcher Hinsicht beispielsweise Mohr einen durch Fig. 115 dargestellten Eisenbahnzug von drei hinter

Fig. 115.



einander stehenden dreiazigen Tenderlocomotiven von je 39 Tonnen mit darauf folgenden zweiazigen Güterwagen von je 18 Tonnen annimmt. Um die Rechnung hierbei zu erleichtern, ist es gebräuchlich, statt der durch einen solchen Zug in einzelnen Punkten ausgeübten concentrirten Lasten eine über die ganze Brücke gleichmäßig vertheilte Belastung einzuführen. Man hat diese Belastung so zu bemessen, daß durch dieselbe eine ebenso große Anstrengung der Constructionstheile hervorgerufen wird, wie dies durch die Reihe concentrirter Lasten geschieht, wenn die letzteren in derjenigen Stellung sich befinden, in welcher sie die größte Anstrengung in den Constructionsgliedern hervorrufen. Dieser ungünstigste Belastungszustand ist nun aber verschieden für die verschiedenen Constructionsglieder des Trägers. Während nämlich die äußeren, den Träger oben und unten einfassenden Längsbänder oder Gurtungen (s. unten) in irgend welchem Querschnitte proportional mit der Größe des biegenden Momentes M der äußeren Kräfte angestrengt werden, stehen die Spannungen der zwischen den Gurtungen befindlichen Füllungsglieder im directen Verhältnisse mit der verticalen Scheerkraft V des betreffenden Querschnittes. Um daher diejenige gleichförmige Belastung des Trägers zu finden, welche die wirkliche, in einzelnen Punkten concentrirte Belastung durch den Eisenbahnzug ersetzen kann, hat man die Untersuchung ebensowohl für die Gurtungen wie für die Füllungsglieder gesondert vorzunehmen. Zu dem Behufe denkt man sich den betreffenden Lastenzug über die Brücke bewegt und diejenige Stellung bestimmt, für welche das Biegemoment M_{max} an der ungünstigsten Stelle den größten Werth annimmt, und ermittelt diejenige gleichförmige Belastung k_g pro Längeneinheit, welche denselben Werth von M_{max} hervorruft. Diese gleichförmige Belastung k_g legt man dann der Berechnung der Gurtungen zu Grunde. Eine ähnliche Untersuchung hinsichtlich der verticalen Schubkraft V_{max} giebt in gleicher Weise die für die Berechnung der Füllungstheile zu Grunde zu legende gleichförmige Belastung k_f pro Längeneinheit. Die Untersuchung führt dazu, daß diese beiden Werthe k_g und k_f verschieden

groß ausfallen und außer von der Größe und Vertheilung der concentrirten Lasten des Eisenbahnzuges wesentlich noch von der Spannweite l der Träger abhängig sind. Hinsichtlich der weiteren Ausführung dieser Untersuchungen muß auf die speciellen Werke über Brückenbau verwiesen werden, hier mögen nur die Näherungsformeln angeführt werden, welche von Winkler*) in Bezug auf einen Eisenbahnzug aufgestellt sind, welcher sich zusammensetzt aus drei hinter einander folgenden Locomotiven von je 39 Tonnen Gewicht, deren Tender je 27 Tonnen wiegen, und auf welche Lastwaggons von je 16 Tonnen folgen:

Tabelle der gleichförmig vertheilten Belastungen in Tonnen für 1 laufenden Meter eines Geleises.

für $l = 10$ bis 50 m	für $l = 50$ bis 100 m	für $l = 100$ bis 150 m
$k_g = 3,98 + \frac{22}{l}$ Tonn.	$k_g = 3,07 + \frac{67}{l}$ Tonn.	$k_g = 2,67 + \frac{107}{l}$ Tonn.
$k_f = 4,30 + \frac{31}{l}$ Tonn.	$k_f = 3,47 + \frac{72}{l}$ Tonn.	$k_f = 3,27 + \frac{92}{l}$ Tonn.

Der Balken. Zu den in der Bautechnik am häufigsten angewendeten §. 35. Constructionstheilen gehört der an zwei Stellen unterstützte oder befestigte horizontale Balken, welcher zum Tragen auf ihm ruhender Lasten bestimmt ist. Durch die letzteren sowie durch sein Eigengewicht wird der Balken auf Biegung in Anspruch genommen, und außerdem werden in allen Punkten im Innern desselben gewisse horizontale und verticale scheinende Kräfte hervorgerufen, denen das Material mit entsprechenden Schubspannungen entgegenwirken muß. Die Größe und Richtung dieser Anstrengungen an verschiedenen Stellen ist außer von der Größe und Vertheilung der Lasten wesentlich von der Art der Unterstützung abhängig, da in jedem Falle von den Festpunkten Reactionen ausgeübt werden müssen, die mit den belastenden Einwirkungen im Gleichgewichte stehen. In Thl. I sind diese Einwirkungen auf den Balken näher untersucht worden, und es genügt daher hier, die verschiedenen in der Praxis vorkommenden Fälle der Uebersichtlichkeit wegen zusammenzustellen. In Bezug auf die Biegungsverhältnisse wurde in Thl. I, Abschn. IV, Cap. 2 gefunden, daß in irgend

*) Winkler, Theorie der Brücken, Heft I, Wien 1873.