Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Artikel: Normalkräfte und Verdrehungen von Stahlträgern

Autor: Baker, J.F.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-2725

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: 13.12.2025

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

V 2

Normalkräfte und Verdrehung von Stahlträgern.

Charges centrées et torsion dans les portiques étagés.

Axial Loads and Torsion in Steel Beams.

J. F. Baker,
M. A., D. Sc., Assoc. M. Inst. C. E., Professor of Civil Engineering, University of Bristol.

1. *Einleitung.*

Im Zusammenhang mit weitgehenden experimentellen Untersuchungen, ausgeführt im Auftrage des „Steel Structures Research Committee" (Ausschuß für Stahlbauforschungen), worüber in einem anderen Aufsatz [1] berichtet wird, wurden Versuche an einer Anzahl bestehender Bauten [2] ausgeführt.

Eine große Anzahl von Aufschlüssen über das Verhalten von Stockwerkrahmen ergaben sich aus diesen Versuchen, und es wird in diesem Aufsatz der Versuch unternommen, die Aufmerksamkeit auf zwei Punkte zu lenken, die im allgemeinen wenig beachtet werden.

2. *Der Verlauf der Biegungsmomente über die Länge einer Stütze.*

Die Vorschriften vieler Länder über den Bau von Stockwerkrahmen besagen, daß sich der Verlauf der Biegungsmomente, welche durch die Belastung eines Balkens erzeugt werden, auf die Säulen oberhalb und unterhalb des belasteten Balkens in direktem Verhältnis zu den Steifigkeiten der Säulen verteilen. Dabei wird die Steifigkeit ausgedrückt als das Verhältnis: Säulenträgheitsmoment zu Säulenlänge.

Die Versuche an Bauten zeigten, speziell dann, wenn die Stahlkonstruktion von ihrer Ummantelung befreit war, daß der wirkliche Verlauf der Biegungsmomente über eine obere und untere Stützenlänge ein anderer ist als wie aus oben angeführter Vorschrift hervorgeht.

Tabelle 1 zeigt einen Vergleich der Verhältniszahlen von Säulensteifigkeiten und beobachteten Biegungsmomenten für einen zweistieligen Stockwerkrahmen eines Hotelgebäudes gemäß Fig. 1. Aus dieser Tabelle ergibt sich für die Belastung des Trägers Nr. 301 F ein Verteilungsverhältnis der Biegungsmomente für die Stütze Nr. 31, unmittelbar über und unter der neutralen Achse des belasteten Balkens, von 0,86, im Falle eines nackten Stockwerkrahmens. Im Falle eingebauter Hohlsteindecken und nach Ummantelung der Säulen ergibt sich das-

[1] A new method for the design of steel building frames (Eine neue Berechnungsmethode für Hochbaurahmen) Bd. IV der „Abhandlungen" der J. V. B. H. Zürich 1936.

[2] Final Report of the Steel Structures Research Committee, HM Stationary Office London 1936. Schlußbericht des Ausschusses für Stahlbauforschung.

Tabelle 1

Belasteter Balken	Stütze	Reduzierte Stützenlängen	Verhältnisse der Biegungsmomente		
			Stahlskelett allein	mit verlegten Decken	mit einbetonierten Stützen
301 H	S. 30	0,72	—	—	—
	S. 31	0,72	0,65	0,63	—
301 G	S. 30	1,00	—	0,91	—
	S. 31	1,00	1,27	0,76	—
301 F	S. 30	1,00	—	0,69	—
	S. 31	1,00	0,86	0,76	0,76
301 E	S. 30	0,55	—	0,5	—
	S. 31	0,55	0,35	0,53	—
301 D	S. 31	1,00	—	—	0,51

selbe Verhältnis zu 0,76, wobei das entsprechende Steifigkeitsverhältnis = 1,00 war. Ähnliche Vergleichszahlen sind aus Tabelle 2 ersichtlich für einen zweistieligen Stockwerkrahmen eines Geschäftshauses gemäß Fig. 2. Diese Tabellen zeigen,

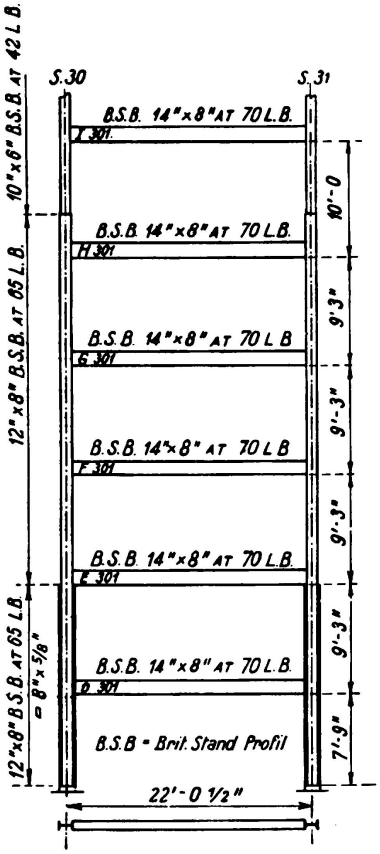

Fig. 1.
Zweistieliger Rahmen eines Hotelgebäudes.

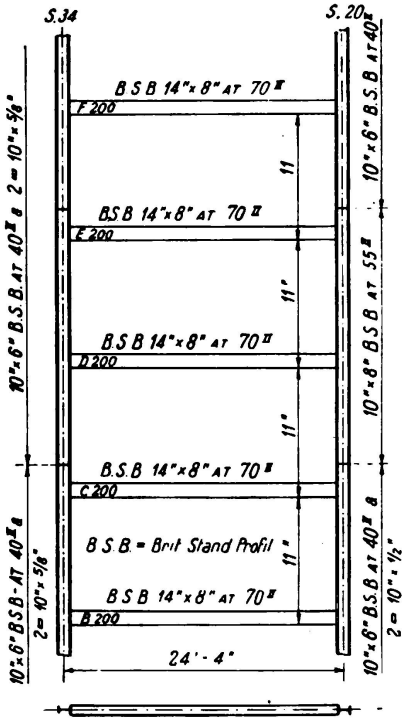

Fig. 2.
Zweistieliger Rahmen eines Geschäftshauses.

Tabelle 2

Belasteter Balken	Stütze	Reduzierte Stützenlängen	Verhältnisse der Biegungsmomente		
			Stahlskelett allein	mit verlegten Decken	mit einbetonierten Stützen
200 D	S. 20	0,95	0,54	0,95	—
	S. 34	0,99	0,46	0,70	1,10
200 C	S. 20	0,78	—	0,47	—
	S. 34	0,94	—	0,73	0,96
200 E	S. 20	0,85	0,71	—	—
	S. 34	1,00	0,56	—	—

daß, ausgenommen der Fall des belasteten Trägers Nr. 301 G, die unteren Stützenlängen im nackten Rahmen einen größeren Anteil des Biegungsmomentes aus dem belasteten Balken erhalten, als sich aus der eingangs erwähnten Faustregel ergeben würde. Diese Regel stützt sich auf die Annahme des denkbar einfachsten Rahmens, bei welchem oberes und unteres Säulenende als eingespannt betrachtet werden, wodurch Horizontalbewegungen und Durchbiegungen des Balkens vermieden werden. In Wirklichkeit zeigt sich bei Rahmen im allgemeinen, daß eine Verdrehung des dem belasteten Balken abgekehrten Säulenendes eintritt, neben Horizontalverschiebungen, jedoch keiner dieser beiden Einflüsse ist in der Lage eine solche Veränderung in der Verteilung der Biegungsmomente hervorzurufen, wie sie sich aus Versuchen ergibt. Es scheint, daß die Änderung in der Verteilung der Momente ihre Ursache in einer Normalkraft hat, die sich im belasteten Balken entwickelt.

Durch die Belastung des Balkens wird Durchbiegung erzeugt und unter normalen Verhältnissen zeigen sich am oberen Rande Verkürzungen und am untern Rande Verlängerungen. Wenn, wie für Rahmenkonstruktionen, wie sie dieser Untersuchung zugrunde liegen, der Träger auf die im Stahlbau übliche Weise durch Auflagerwinkel, obere Anschlußwinkel, mit oder ohne Steganschlußwinkel, an die Säule angeschlossen ist, so zeigt sich, daß durch die Längenveränderungen im belasteten Balken die Tendenz besteht, den obern Anschlußwinkel zu öffnen und den Auflagerwinkel einzudrücken. Auf diese Weise werden Kräfte auf die Säule übertragen. Im allgemeinen, wie auch durch Versuche an Rahmen bestätigt, sind die Säulen in ihrer freien Bewegung meistens fast vollständig behindert. Das Verhalten des oberen Anschlußwinkels und des Auflagerwinkels ist daher verschieden voneinander. Während beim ersteren verhältnismäßig leicht eine Verbiegung des vertikalen Schenkels eintritt, zeigt es sich, daß Verbiegungen am Auflagerwinkel nur in geringem Maße auftreten, und daß dabei der lotrechte Schenkel dieses Winkels in sattem Anschluß mit der Säule verbleibt. Der Unterschied im Verhalten dieser Winkel zeigte sich deutlich bei späteren Versuchen, wo die Lage des Drehmittelpunktes des Trägerendes versuchsmäßig bestimmt wurde. Da die Stützen sich nicht frei bewegen können, so sind die durch den oberen Anschlußwinkel und den Auflagerwinkel hervorgerufenen

Kräfte einander nicht gleich und entgegengesetzt, mit dem Resultat, daß eine Normalkraft im Träger erzeugt wird. Das aus diesen Verhältnissen hervorgehende, auf die Säulen wirkende Kraftsystem, setzt sich zusammen aus einem Kräftepaar und einer Schubkraft. Das erstere verursacht Biegungsmomente in der obern und untern Säule und zwar in denjenigen Punkten, die unmittelbar oberhalb und unterhalb des belasteten Balkens liegen. Diese Biegungsmomente stehen ganz oder beinahe ganz im Verhältnis zu den Steifigkeiten der obern und untern Stütze. Der Einfluß der Schubkraft auf die Biegungsmomente geht dahin, daß die in der oberen Säule hervorgerufenen Biegungsmomente verringert und diejenigen in der unteren Säule entsprechend vergrößert werden. Der Verlauf der durch die Schubkraft in den zwei Säulen hervorgerufenen Biegungsmomente kann verglichen werden mit der durch eine Einzellast in der Mitte eines einfachen Balkens hervorgerufenen Momentenlinie. Die Zugseite der Säule liegt in diesem Falle auf der dem Anschluß des Balkens abgekehrten Seite.

Da eine genaue Bestimmung der Druckkräfte aus den Verformungsablesungen des Balkens nicht gemacht werden konnte, so wurden diese aus den Biegungsmomenten der Säulen bestimmt. Für den Träger Nr. 301 E zum Beispiel war die hervorgerufene Normalkraft ungefähr eine Tonne, wenn die aufgewendete zentrale Schubkraft 6,9 Tonnen betrug (Tabelle 3). Die an inneren Säulen beobachtete

Tabelle 3.

Belasteter Balken	Stütze	Reduzierte Stützenlängen	Verhältnisse der Biegungsmomente		
			Stahlskelett allein	mit verlegten Decken	mit einbetonierten Stützen
461 D	S. 47	0,98	0,69	0,72	0,84
461 E	S. 47	0,94	0,72	—	—

Verteilung der Biegungsmomente ist ebenfalls von Interesse. Beim symmetrischen Doppelrahmen eines Geschäftshauses wurden im Falle von Belastung der Balken der einen Rahmenhälfte ähnliche Verhältnisse festgestellt für die mittlere Säule wie für die oben erwähnten Beispiele (Tabelle 3). Ganz verschieden jedoch waren die Verhältnisse bei unsymmetrischen Stockwerkrahmen der Fig. 3 eines Hotelgebäudes. Jeder der Träger Nr. 81, welche beim Versuch belastet wurden, war am einen Ende an die Mitte eines Mauerträgers und am andern Ende an den Steg der Zwischensäule angeschlossen. Die Träger auf der andern Seite dieser Säule waren viel länger und schwerer. Der Verlauf der Biegungsmomente an der Säule, hervorgerufen durch die Belastung der Träger Nr. 81, ergibt sich aus Tabelle 4, woraus entnommen werden kann, daß die obere Stütze jeweils einen größeren Anteil des Biegungsmomentes erhält, als sich nach der Faust-Regel ergeben würde. Der Grund ist darin zu suchen, daß bei einem mehrstieligen Rahmen Schübe sich entwickeln sowohl in belasteten Balken wie auch im unbelasteten Balken, die an der gleichen Stelle mit der Zwischensäule verbunden sind. Bei ungefähr gleichen Trägerquerschnitten ist der durch den belasteten Balken hervorgerufene Schub größer und die Wirkung auf die Biegungs-

momente der Zwischensäule ist ähnlich derjenigen der Säulen eines zweistieligen Rahmens. Dies waren die Verhältnisse im Falle des dreistieligen Rahmens eines Geschäftshauses. Die Verhältnisse beim Hotelgebäude liegen so, daß bei Be-

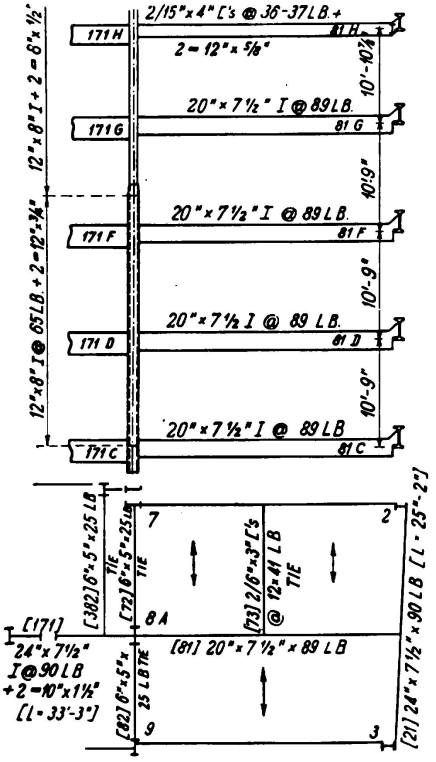

Fig. 3.
Unsymmetrischer Rahmen eines Hotelgebäudes.

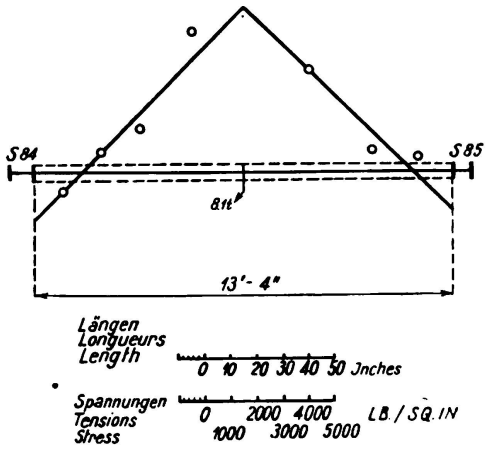

Fig. 4.
Gemessene Torsionsspannung am Balken No. 840 D infolge einer Einzellast von 8,1 t in Balkenmitte.

lastung der Träger mit kleinerem Querschnitt größere Schübe hervorgerufen werden, durch die unbelasteten Träger auf der andern Seite der Zwischensäule. Diese Verhältnisse verursachen eine andere Form der Momentenverteilung auf die Säule, das Verhältnis der Momente der Stützen über und unter dem Träger ist ein größeres als das entsprechende Steifheitsverhältnis der Säule.

Tabelle 4.

Belasteter Balken	Reduzierte Stützenlängen	Verhältnisse der Biegungsmomente		
		Stahlskelett allein	mit verlegten Decken	mit einbetonierten Stützen
81 D	1,00	1,21	1,13	—
81 F	0,75	1,24	0,96	1,01
81 G	0,89	1,34	1,42	—
81 H	0,67	1,35	1,39	—

3. *Verdrehungsspannungen in I-Trägern.*

Die Spannungsverteilung in den Rahmenkonstruktionen wurde durch Deformationsmessungen an verschiedenen Stellen des Rahmens festgestellt. An solchen

Stellen, wo ein Aufschluß über die Spannungsverteilung erwünscht war, wurden vier Meßinstrumente an den Rändern eines Gliedes befestigt. Mit der durch die Instrumente festgestellten Deformation wurden die Längsspannungen für diese Meßstellen bestimmt. Diese Spannungen konnten zerlegt werden in Komponenten aus Normalkraft, Biegungsmomente für beide Hauptachsen und infolge Verdrehung. Infolge der Schwierigkeit eine wirklich mittig wirkende Belastung herzustellen, wurde jeder belastete Balken des Rahmentragwerkes durch ein Verdrehungskräftepaar beansprucht, welches in den Trägern größere Verdrehungsspannungen hervorrief als in den Säulen, an welche diese Träger angeschlossen waren. Es soll jedoch erwähnt werden, daß erhebliche Verdrehungsspannungen an verschiedenen Stellen der Säulen festgestellt wurden, welche ohne Zweifel ihren Grund darin haben, daß Kräftepaare durch Ungenauigkeiten in den Trägeranschlüssen hervorgerufen wurden. Es wurde festgestellt, daß bei ummantelten Rahmentragwerken mit eingebauten Decken und Wänden die Verdrehung der Glieder in großem Umfange verhindert wird. Ebenso wurde festgestellt, daß für die untersuchten Gebäude die beobachteten Verdrehungsspannungen in Trägern und Stützen abnahmen, nachdem die Ummantelung der Säulen und der Einbau der Decken und Wände stattgefunden hat, diese Spannungen waren also kleiner als beim nackten Trägergerippe. Als bemerkenswertes Beispiel sei der Fall angeführt, wo beim nichtummantelten Träger infolge einer Einzellast die Verdrehungsspannung 507 lb/sq. in. betrug, die aber auf 94 lb/sq. in. abnahm, für dieselbe Last jedoch nach Einbau einer $6^1/_2$zölligen Hohlsteindecke. In einem andern Falle, ebenfalls nachdem Mauern und Backsteinmauerwerk-Umhüllung der Säulen eingebaut waren, sank die Verdrehungsspannung einer Säule von 86 auf 6 lb/sq. in.

Die Gegenwart von Längsspannungen infolge Verdrehung ist im allgemeinen nicht überraschend, ihre Größe hingegen ist jedenfalls bedeutend mehr als der Konstrukteur schlechthin annimmt. Für ein Wohngebäude, Fig. 4, wurde festgestellt, daß durch die Belastung eines nackten Trägers 10 in. $\times$ $4^1/_2$ in. $\times$ 25 lb durch eine konzentrierte Einzellast von 8,1 Tonnen bei einer Biegungsspannung von 26 500 lb/sq./in. eine Verdrehungsspannung von 6200 lb/sq./in. auftrat, trotzdem die Auflast so genau wie nur praktisch möglich mittig aufgebracht wurde. Die Außermittigkeit der Belastung wurde auf 0,2 Zoll geschätzt, so daß ein Verdrehmoment von 1,6 ton. in. hervorgerufen wurde.

Es scheint, daß, wenn ein Träger eines Stockwerkrahmens auf die gewöhnliche Art durch Flanschwinkel an die Säulen angeschlossen ist, infolge Verdrehung des Balkens durch ein Kräftepaar in der Mitte des Balkens wirkend, die Flanschen wohl ausbiegen, aber mehr oder weniger in horizontaler Lage verbleiben. Daraus kann geschlossen werden, daß die Verdrehungssteifigkeit in der Hauptsache durch die als Träger wirkenden Flanschen dargestellt wird. Die Wirkung eines Verdrehungsmomentes entspricht ungefähr der Wirkung zweier gleicher aber entgegengesetzter Kräfte die rechtwinklig zur Achse des Balkens in den Ebenen der Flanschen wirken. Obschon die Gegenwart von Decken Spannungen von der Größe wie dargestellt in Fig. 4 verhindern, scheint es wahrscheinlich, daß auch im Falle von ummantelten Konstruktionen, wo lasttragende Balken einseitig an den Steg anderer Balken anschließen, wie in Fig. 3, große Spannungen auftreten, die gewöhnlich bei der Berechnung nicht in Berücksichtigung gezogen werden.

Zusammenfassung.

Im Laufe der Untersuchungen, die an fünf bestehenden Bauten durchgeführt und beschrieben wurden, konnte eine Reihe von Erfahrungen über das Verhalten von Stahlrahmen gesammelt werden. Zwei dieser Punkte kommen in diesem Referat zur Sprache.

Die Vorschriften vieler Länder über den Bau von Stahlskelettbauten bestimmen, daß das durch einen belasteten Balken in eine durchgehende Säule übergeleitete Biegungsmoment für die oberhalb und unterhalb des Balkens stehende Säule im Verhältnis der Steifheit dieser Säulen aufgeteilt werde. Die Versuche zeigten, daß die wirkliche Verteilung der Momente anderen Gesetzen folgt als wie die Vorschriften besagen.

Die durch Torsion in den Flanschen von Rahmengliedern hervorgerufenen Längsspannungen verdienen ebenfalls Beachtung.

Leere Seite
Blank page
Page vide