Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 83/84 (1924)
Heft: 5

Artikel: Versuche mit Holzbalken nach Bauweise Hetzer
Autor: Hübner, Fritz
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-82839

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: 29.07.2025

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

INHALT: Versuche mit Holzbalken nach Bauweise Hetzer. — Bebauungsplan-Wettbewerbe in Oerlikon. — Schweizerischer Verein von Dampfkessel-Besitzern. — Oelfeuerung bei Dampfkesseln und Zentralheizungen. — Berufsmoral und öffentliche Interessen. — Nekrologie: H. Melli. — Miscellanea: Die Eisenbahnen von Britisch-Ostindien. Verband Deutscher Elektrotechniker. Elektrische Lokomotiven mit Vertikalmotoren der österreichischen Bundesbahnen. Wissenschaftliche Exkursion polnischer Studierender in der Schweiz. Haus- und Schiffbau-Ausstellung in Berlin. Ein Untergrund-Messehaus Leipzig. Eidgen. Technische Hochschule. — Konkurrenzen: Kirchgemeindehaus Wipkingen.

Band 84. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet. Nr. 5.

Versuche mit Holzbalken nach Bauweise Hetzer.

Von Fritz Hübner, Kontrollingenieur im Schweiz. Eisenbahndepartement.

Als im Jahre 1912 die Hetzer'sche Bauweise erstmals auf schweizerischem Bahngebiet Eingang finden sollte, und zwar für die grossen Hallen der Lokomotiv-Remise der S. B. B. im Aebigut Bern, musste die damalige schweiz. Patentinhaberin der Bauweise, die Firma Terner & Chopard, die Verpflichtung eingehen, die Tragfähigkeit der gebogenen Dachbinder anhand eines Modellversuches nachzuweisen; das Modell war eine Nachahmung der grossen Binder in 1/3 natürlicher Grösse. Die Ergebnisse dieses ersten systematischen Versuches führten in der Folge zu ergänzenden Versuchen an Balken, die namentlich über die Schubfestigkeit in den Leimfugen genauere Auskunft liefern sollten.[1]) Jene Versuche haben dem Hauptzweck, Anhaltspunkte über die bei Hetzergebilden massgebenden Einzelheiten und über allfällige weitergehende Versuche zu gewinnen, vorzüglich gedient.

Die rasche Entwicklung der Bauweise, das Bestreben sie möglichst zu vervollkommnen, und nicht zuletzt die Erkenntnis, dass nur anhand möglichst genauer Versuche grösste Wirtschaftlichkeit ohne Beeinträchtigung der Sicherheit und damit auch das Vertrauen in die neue Bauweise gefördert werden können, veranlasste die inzwischen gegründete „Schweiz. A.-G. für Hetzer'sche Holzbauweise" im Jahre 1919 zu dem Entschlusse, neue, systematische Versuche, und zwar diesmal in der Eidg. Materialprüfungsanstalt durchzuführen. Dank der Weitsichtigkeit und Grosszügigkeit der Gesellschaft, dank auch dem Entgegenkommen des Leiters der Materialprüfungsanstalt, des nun zurückgetretenen Herrn Prof. F. Schüle, konnte der Verfasser der heutigen Mitteilungen ein ziemlich ausgedehntes Versuchsprogramm in Vorschlag bringen. Es wurde ihm sodann die Leitung der Versuche und die Ausarbeitung der sehr aufschlussreichen Ergebnisse überlassen.

Neben den eigentlichen Prüfungen von Hetzerbalken konnten auch einige Anordnungen über *Stossverbindungen* einer Untersuchung unterzogen werden; in der Literatur ist über deren Tragvermögen nämlich so viel wie nichts zu finden. Solche Verbindungen sind aber bei den nach Hetzerbauweise möglichen Querschnittsabmessungen sehr oft unumgänglich.

Nicht nur vom allgemeinen wissenschaftlichen Standpunkt aus, sondern auch im Hinblick auf die im Wurfe liegenden Vorschriften über Holzbauten, dürfen die Ergebnisse dieser lehrreichen Versuche Anspruch auf weitgehendes Interesse erheben; sie mögen zugleich auch der Erkenntnis dienen, dass einzig durch systematische Versuche der Veredelung einer Bauweise gedient werden kann.

Für die Formgebung der zu prüfenden Hetzerbalken und die allgemeine Versuchsordnung waren die nachfolgenden Zwecke und Erwägungen wegleitend:

1. Ermittlung der Schubfestigkeit in den Leimfugen;
2. Ermittlung der Biegungsfestigkeit der Balken;
3. Beobachtung des elastischen Verhaltens der Probebalken unter steigender Belastung;
4. Vergleichende Beobachtungen über Biege- und Schubfestigkeiten bei Balken mit verschiedener Anordnung der Lamellen;
5. Anwendung möglichst baumässiger Querschnitte;

[1]) Ueber die Ergebnisse jener, noch mit einfachen, nicht vollkommenen Anordnungen durchgeführten Versuche, hat s. Z. Ing. Ch. Chopard in «S. B. Z.» Bd. 61. Seite 291 (vom 31. Mai 1913) berichtet; auch als Sonderabdruck erhältlich.

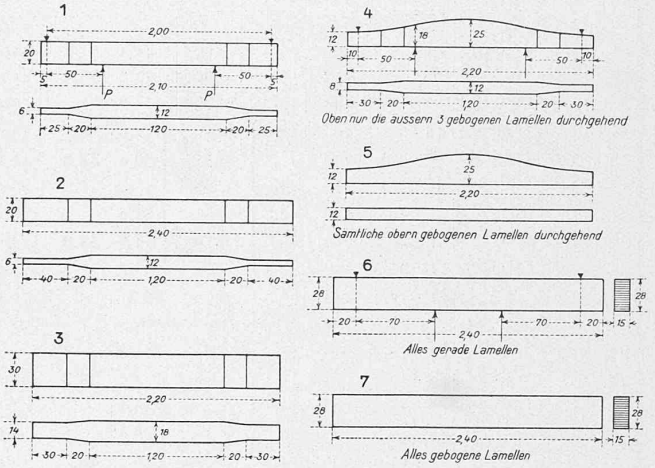


Abb. 1. Typen der untersuchten Balken.

Zu beachten: Balkentyp 5 der Abb. 1 entpricht dem in Text und Tabellen sowie in der Abb. 3 als 4a (S) bezeichneten Spezialbalken der Firma „a"; die im folgenden mit 5 bezeichneten Balken entsprechen dem Typ 6 der Abb. 1, hatten jedoch einen Querschnitt von 8/15 cm. Balkentyp 7 entspricht dem Spezialbalken 6a (S) der Tabelle I.

6. möglichst einfache Gestaltung der Versuche insbesondere durch Beibehaltung ein und derselben Anordnung der Biegemaschine für sämtliche Balken 1 bis 4 bezw. 5 und 6 bezw. 8 bis 12. (Die Leistungsfähigkeit einer Presse war auf 17 t begrenzt.)

Gestützt hierauf entschied man sich zu der in Abbildung 1 schematisch dargestellten Lastenanordnung; für die Probebalken wählte man die Typen Nr. 1 bis 7 (vergl. Anmerkung zu Abb. 1). Die Balken 1 bis 4 sollten der Ermittlung der Schubfestigkeit und die Balken 5 und 6 der Feststellung der Biegefestigkeit dienen. Damit die Balken 1 bis 4 auf alle Fälle nicht durch vorzeitige Ueberwindung der Biegefestigkeit zerstört würden, entschied man sich für die etwas eigenartig anmutende Querschnittsverminderung an den Enden dieser vier Balkentypen.

In die Herstellung und Lieferung der Probebalken teilten sich die vier schweizerischen Lizenznehmer der Hetzer A.-G. Bei den Balken 1 bis 4 lieferten nur drei Lizenznehmer je einen Balken, wogegen für Typ 6 noch zwei Balken der vierten Firma angeliefert waren; den vier Firmen entsprechen die nachfolgend gebrauchten Balkenbezeichnungen a bis d. Die Balken sind mit Absicht einfach gewohnheitsmässig ohne ausserordentliche Sorgfalt hergestellt worden; es gilt dies auch hinsichtlich der Auswahl der Hölzer und ihres Feuchtigkeitsgehaltes. Da die Lizenznehmer über die Versuchszwecke nicht belehrt worden waren, zeigten denn in der Tat die angelieferten Balken auch die üblichen, unvermeidlichen Fehler in den Brettern, wie Astknoten, Schwindrisse, ferner vereinzelte oberflächliche Unvollkommenheiten in den Leimfugen usw. Unter diesen Umständen können also die Versuchsergebnisse wohl ohne Bedenken auf die Verhältnisse der Praxis übertragen werden, wenigstens soweit es sich um das, auch für die Herstellung aller Probebalken benützte Fichtenholz handelt, das allerdings aus verschiedenen Gegenden stammte.

Ueber die Versuchsergebnisse geben die *Zusammenstellungen in Tabelle I und II* zahlenmässigen Aufschluss. Die darin eingetragenen Werte bedürfen vorab einiger Erklärungen über Besonderheiten der Versuchsbalken und Zufälligkeiten des Versuches, damit die gefundenen, schliesslich massgebenden Mittelwerte im richtigen Licht erscheinen.

Versuche mit Holzbalken nach Bauweise Hetzer.

Tabelle I. Spannungen beim Bruch.

Balken Nr.	Feuchtigkeit %	Querschnitt Mitte b : h	Querschnitt Auflager b : h	σ_M kg/cm²	σ_A kg/cm²	$\lambda = \frac{\tau_a}{\tau_A}$	τ_a kg/cm²	Mittel $\sigma_r - \tau_a$ kg/cm²	Bruchlast kg
1a	11,7	12 · 19,5	5,8 · 19,5	308	69,0	0,60	41,4		5200
1b	12,1	(12 · 20)	(6,0 · 20)	253	56,2	0,60	33,8	**35,9**	4500
1d	13,0	12 · 19,8	6,0 · 19,8	248	49,0	0,666	32,6		3900
2a	11,5	(12 · 20)	(6 · 20)	294	58,8		32,6		4700
2b	15,2	(12 · 20)	(6 · 20)	238	47,5	0,555	26,4	**32,6**	3800
2d	12,6	(12 · 20)	(6 · 20)	350	70,0		38,8		5600
3a	12,5	18 · 29,8	14 · 29,8	216	42,4		32,2		11800
3b	12,6	18 · 28,9	14 · 28 9	246	45,6	0,76	34,6	**34,0**	12300
3d	12,9	18 · 29,3	14 · 29,3	246	46,4		35,2		12700
4a (S)	12,0	12 · 25	12 · 12,4	**426**	76,6	0,630	**48,3**		7600
		12 · 22		**550**	über den Pressen				
4a (N)	11,4	12 · 25	12 · 12,4	228	57,4	0,678	38,8		5700
4b	11,7	12 · 25	8 · 12,2	144	55,3	0,598	33,0	**38,3**	3600
4d	12,9	12 · 25	8 · 12,2	188	72,1		43,1		4700
5b	11,6	8 · 15	8 · 15	560	30,0		26,2		2400
5c	10,7	8 · 15	8 · 15	396	21,2	0,875	18,6	**462**	1700
5d	12.8	7,8 · 14,6	7,8 · 14,6	430	22,4		19,6		1700
6a (S)	12,6	15,4 · 28,5	15,4 · 28,5	376	38,2	0,778	29,7		11200
6a (N)	12.6	15 · 28	15 · 28	418	41,8		32,5		11700
6b	11 6	14,5 · 27,8	14,5 · 27,8	(453)	45,0	0,778	**35,0**	**431**	12100
6c	10,7	15 · 28	15 · 28	468	46,8		36,4		13100
6d	13,2	15 · 27,9	15 · 27,9	385	38,3		29,8		10700

Tab. II. Prozentuale Unterschiede zwischen Einzelwerten von Spannungen und Durchbiegungen und den entspr. Mittelwerten.

Balken Nr.	Spannung bezw. Durchbiegung	Balken a %	Balken a %	Balken b %	Balken b %	Balken c %	Balken c %	Balken d %	Balken d %
1.	τ_a	+ 15		— 6		—		— 9	
	δ_M*		—		—		—		—
2.	τ_a	+ 0		— 19		—		+ 19	
	δ_M*		— 19½		+ 15		—		+ 4½
3	τ_a	— 5		+ 1½		—		+ 3¹	
	δ_M*		— 5		+ 6½		—		+ 1½
4.	τ_a	+ 1		— 14		—		+ 13	
	δ_M*		—		+ 5		—		— 5
5	σ_M	—		+ 21		— 14		— 7	
	δ_M*		—		— 11		— 7½		+ 18½
6.	σ_M	— 3		+ 5		+ 9		— 11	
	δ_M*		+ 4½		1½		— 9		+ 6
im Mittel für	τ_a	+ 2,75		— 9,4		—		+ 6,6	
	σ_M	— 1,5		+ 13,0		— 2,5		— 9,0	
	δ_M*		— 6,7		+ 2,8		— 8,2		+ 5,1

*) Alle Werte für die δ_M entsprechen einer ungefähren Spannung $\sigma_M = 100$ kg/cm², während jene für die τ_a und σ_M sich auf den Bruchzustand beziehen.

Es zeigte sich durch die Prüfung des ersten Balkens der Serie 1 (bei B. 1d nämlich), dass an den Auflagerpunkten Unterlagscheiben von 16 cm erforderlich sind; mit einer Stützweite von 200 cm bei 220 cm Länge der Balken waren aber diese Unterlagen stark exzentrisch gedrückt, sodass eines der Balkenenden dann stark abgequetscht wurde (siehe Abb. 2). Für die Erprobung der übrigen Balken 1 bis 4 musste also die Stützweite von 200 auf 190 cm vermindert werden, unter Beibehaltung des Abstandes von 100 cm der beiden Pressen. Bei Balken 1b erwiesen sich sodann die Ergebnisse der Durchbiegungen als offenbar fehlerhaft. Unter diesen Umständen war ein Mittelwert für die Durchbiegungen der Balken 1 nicht zu erzielen.

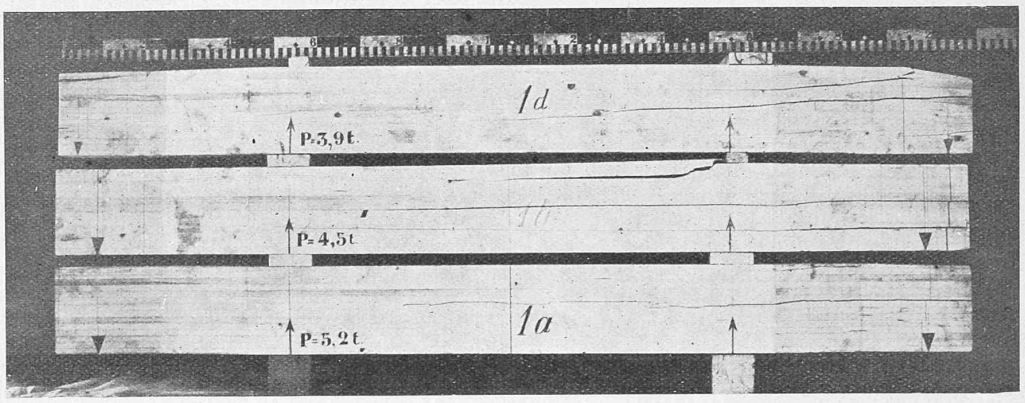


Abb. 2. Ansicht der Probebalken Typ 1 nach dem Bruch.

Bei den Balken 4 ist zu beachten, dass irrtümlicherweise die Balken a mit durchwegs 12 cm Breite angeliefert worden sind, während die Balken b und d die vorgeschriebene Verminderung auf 8 cm gegen die Auflager besassen. Diese Unterschiede kommen in den Durchbiegungslinien deutlich zur Geltung. Balken 4a (S) interessierte mehr hinsichtlich seiner Biegungsfestigkeit, weil bei ihm, nicht wie bei den übrigen Balken 4 blos drei, sondern alle Lamellen, bis auf eine einzige gerade im gedrückten Teil, gebogen waren (Balkentyp 5 der Abb. 1); deshalb geschah dessen Prüfung, wie bei den Balken 5 und 6, mit blos 60 cm gegenseitigem Abstand der Pressen (Abb. 3). Balken 6b ist wegen aussergewöhnlich hoher Biegungsfestigkeit des Holzes frühzeitig durch Schub gebrochen (s. Abb. 4); infolgedessen muss die mittlere Biegefestigkeit für die Balken 6 eher etwas höher eingeschätzt werden, als in Tabelle I angegeben.

Bei Beurteilung der Biegungs- und Schubfestigkeiten, sowie des elastischen Verhaltens von Probebalken, muss neben den gesuchten Mittelwerten auch den Abweichungen der Einzelwerte von den zugehörigen Mittelwerten die grösste Beachtung geschenkt werden.

Die *Mittelwerte* sind in der Hauptsache von der Güte des Materials abhängig, mit der man sich ohne weiteres abfinden muss, insofern eine Veredelung eines Baustoffes nicht, bis zu einem gewissen Grade wenigstens, in der Macht des Ausführenden liegt.

Die Abweichungen der Einzelwerte dagegen sind der untrügliche Ausdruck für die Zuverlässigkeit eines Baumaterials und ausschlaggebend für die Güte der Ausführung; soweit es sich um Beanspruchungen handelt, sind sie daher auch bestimmend für die Sicherheit der Bauweise, d. h. für das schliesslich massgebende Verhältnis zwischen den praktisch zulässigen Beanspruchungen und den aus Versuchen gewonnenen mittleren Bruchspannungen.

Von diesem wichtigen Gesichtspunkt aus gewinnt die *Zusammenstellung Tabelle II*, der wir uns nun zuwenden wollen, besonderes Interesse. Sie zeigt, dass die Grenzen, innerhalb derer die Einzelwerte eines Versuches schwanken,

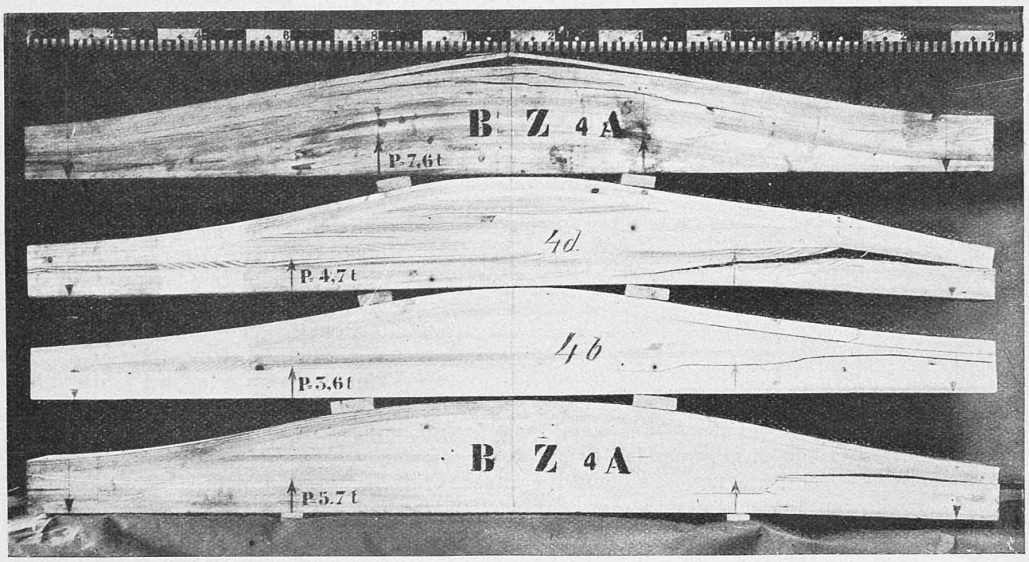


Abb. 3. Ansicht der Probebalken Typ 4 nach dem Bruch.

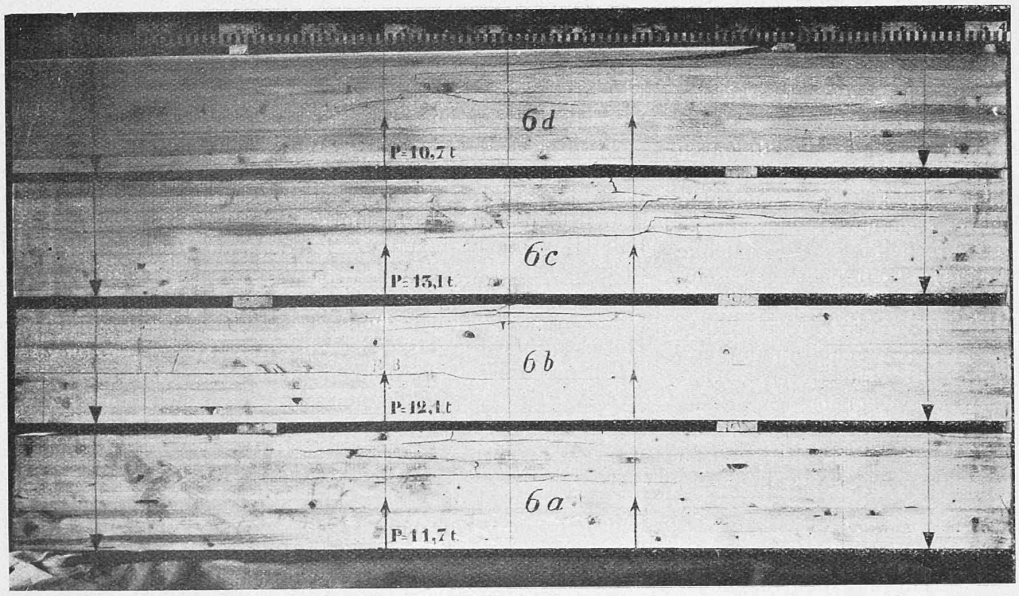


Abb. 4. Ansicht der Probebalken Typ 6 nach dem Bruch.

zwar merklich verschieden, doch durchwegs überraschend eng sind. Die Abweichungen der Grenzwerte von den zugehörigen Mittelwerten sind bei den Formänderungen nicht wesentlich anders als bei den Spannungen; für die ersten schwanken die Abweichungen zwischen — $19^1/_2$ und + $18^1/_2$ % der Mittelwerte (für einen Belastungszustand von $\sigma = \sim 100$ kg/cm²) und für die Spannungen zwischen — 19 und + 21 % der Mittelwerte.

Auffallend und für das Wesen der Hetzerbalken von eigener Bedeutung ist die weitere Feststellung, *dass die Unterschiede zwischen den Grenz- und Mittelwerten bei den Balken grösseren Querschnittes ausgesprochen kleiner ausgefallen sind, als bei niedern Balken* (vergl. die Angaben für Balken 3 mit denen für Balken 1 und 2, bezw. für Balken 6 mit denen für Balken 5); sie vermindern sich für die Balken 3 und 6 auf — 5 und + $6^1/_2$ % für die Schub-, bezw. auf — 11 und + 9 % für die Biegungspannungen. Der Grund für diese günstigen Verhältnisse ist wohl dem Umstand zuzuschreiben, dass die Querschnitte der Hetzerbalken aus mehreren übereinander geschichteten Einzelbrettern gebildet werden, sodass die Bedeutung von Fehlerstellen einzelner Bretter im Gesamtquerschnitt zurücktreten muss, und zwar umsomehr, je grösser die Zahl der Bretter, d. h. der Balkenquerschnitt ist.

Bei diesen Feststellungen darf nicht übersehen werden, dass sich in den vermerkten Abweichungen der Grenzwerte nicht allein die Zufälligkeiten der Herstellung, sondern auch noch die, mit der Herkunft aus verschiedenen Landesgegenden wechselnde Güte des Holzes wiederspiegeln; umso bemerkenswerter ist es, dass die äussersten Werte gleichwohl nur innerhalb mässiger Grenzen schwanken. Zur bessern Kennzeichnung dieser Verhältnisse sei beispielweise daran erinnert, dass auf dem Bauplatz mit der vorschriftsmässigen Bestimmung von 300 kg Zement auf 800 l Kies und 400 l Sand durch verschiedene Unternehmer hergestellter Beton wesentlich grössere Schwankungen aufweist.

Schubfestigkeit der Balken.

Wie bereits bemerkt sind die Enden der Balken 1 bis 4 (ausg. 4a) in der Breite etwas verkleinert worden, zum Zweck, dass bei gewählter Anordnung der Pressen die Zerstörung der Balken durch Schub geschehe. Der nach der üblichen Formel $\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{b\,h}$ berechnete Wert entspricht nur dann der mittlern Schubspannung für die ganze, von einer unveränderlichen Querkraft beeinflussten Aussenstrecke, wenn der Balkenquerschnitt ebenfalls unveränderlich bleibt. Da jedoch bei den in Rede stehenden Probebalken b veränderlich ist, bedeutet die nach obiger Formel für ein gegebenes b berechnete Spannung τ_A eine rein örtliche Schubspannung. Im Augenblick des Bruches ist also die für die Strecke a massgebende *mittlere* Schubspannung τ_a aus der für die Balkenbreite am Auflagerpunkt berechneten Spannung τ_A zu berechnen, durch Verminderung im Verhältnis der doppelt zur einfach schraffierten Schubspannungsfläche (vergl. Abbildung 5 auf der folgenden Seite), d. h. im Verhältnis $\frac{\text{Fläche } F_1}{\text{Fläche } F_2}$; hierbei ist auch noch dem Umstand Rechnung zu tragen, dass im Augenblick des Bruches natürlich auch das über den Auflagerpunkt vorstehende Balkenende an der Aufnahme der Schubspannungen mitbeteiligt ist, somit der Fläche F_2 zugerechnet werden muss. Bei den Balken der Serie 4 ist bei der Ermittlung der Fläche F_2 schliesslich noch der Veränderung der Balkenhöhe Rechnung zu tragen. Diese Ueberlegungen führen zu den folgenden Werten $\lambda = F_1 : F_2$:

Balken:	1a/b	1d	2	3	4a (S)	4a (N)	4b/d
λ[3]) =	0,60	0,666	0,555	0,76	0,63	0,678	0,598

Erweitert man nunmehr die Höchstwerte τ_A der Schubspannungen durch die zugehörigen Werte λ, so gelangt man zu den mittleren Schubspannungen τ_a, die, im Vergleich zu dem ziemlich regellosen Durcheinander der Werte τ_A, eine erfreuliche Gleichmässigkeit aufweisen. So gelangt man — unter vorläufiger Ausserachtlassung des Wertes für den Balken 4a (S), von dem noch bei Besprechung der Biegefestigkeit die Rede sein wird — zum Ergebnis, *dass die mittlere Schubfestigkeit in den Leimfugen zu 35 kg/cm² bewertet werden kann, vorausgesetzt, dass der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes etwa 13 % nicht übersteigt.* Die Festigkeit der Leimfugen muss so ziemlich gleich der Schubfestigkeit der Bretter selbst sein, da die Bruchflächen in den seltensten Fällen glatt in den Fugen verliefen; aus den die Bruchfuge begrenzenden Brettern wurden meistens Späne ausgerissen, oder es sprang der Bruch sogar von einer der mittleren Fugen quer durch ein Brett in die benachbarte Fuge über. Vorausgesetzt, dass Balken und Binder den Einflüssen entzogen bleiben, die eine Auflösung des Leimes zur Folge haben können (wie z. B. Feuchtigkeit), gestatten die vorigen Feststellungen die wichtige Schlussfolgerung, *dass bei normaler Ausführung und sachgemässer Lagerung, die Leimfugen keine schwache Stelle des Systems bedeuten.*[4])

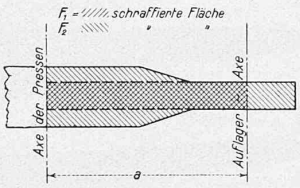


Abbildung 5.

Obwohl die Versuche darüber keinen unmittelbaren Aufschluss geben, ist doch zu erwarten, dass aus Gründen der Bearbeitung der Bretter die Festigkeit der Leimfugen bei schmälern Brettern eine sicherere sein muss; Querschnitte von geringerer Breite und entsprechend grösserer Höhe müssen daher gedrückteren Querschnitten überlegen sein. An dieser Stelle sei auch hervorgehoben, dass die Festigkeit der Leimfugen für die Tragfähigkeit der Träger an Bedeutung umsomehr einbüsst, als die Schubspannungen gegenüber den Biegungspannungen zurücktreten. Dies trifft zu: bei geraden Balken, wenn sie gleichförmige Belastungen zu tragen haben, namentlich aber bei bogenförmigen Ausbildungen, die ja für Hetzer-Tragwerke typisch sind und auch am häufigsten zur Anwendung kommen.

Biegungsfestigkeit der Balken.

Die Ausbildung der Balken und die Versuchsanordnung für die Balken 5 und 6, die der Ermittlung der Biegungsfestigkeit zu dienen hatten, ist aus Abb. 1 ersichtlich. Ein besonders auffälliges Merkmal aller auf Biegung gebrochenen Balken ist, dass der Bruch sich stets im gezogenen Querschnittsteil einstellte (s. Abb. 4); es ist dies umso bemerkenswerter, als bekanntlich in allen Lehrbüchern die Zugfestigkeit des Holzes als der Druckfestigkeit überlegen angegeben ist. Die Erklärung ist in der, die Materialien von ungleicher Zug- und Druckfestigkeit kennzeichnenden Eigenschaft zu suchen, dass die Querschnitte bei den Formänderungen aus Biegung nicht eben bleiben; das Spannungsdiagramm für Holz hat, ähnlich wie beispielsweise beim Gusseisen, doch im umgekehrten Sinn, die in Abb. 6 dargestellte Form, anstelle der (punktierten) Navier'schen Geraden, die bekanntlich der allgemein üblichen Biegungsformel $\tau_B = \frac{M}{W}$ zugrunde liegt. Hieraus erkennt man, dass die neutrale Faser auf alle Fälle gegen die Zugseite hin rücken muss. Die sogenannte Biegungsfestigkeit für Holz kann aus der tatsächlichen Zug- und Druckfestigkeit erst dann theoretisch abgeleitet werden, wenn die Begrenzungslinie des Spannungsdiagrammes eine bestimmte Form annimmt und deren Verlauf durch Feinmessungen festgestellt werden kann. In Anbetracht der Schwierigkeiten eines solch umständlichen Vorgehens, wird man einfachheitshalber ganz wie beim Gusseisen für die Praxis von der Annahme eben bleibender Querschnitte ausgehen, und auf eine *fiktive* Biegungsfestigkeit τ_B abstellen, die am besten aus unmittelbaren Versuchen auf Biegung gewonnen wird; diese Biegungsfestigkeit τ_B liegt dann zwischen der Zug- und Druckfestigkeit. Wenn nun, anders als bei Gusseisen oder Beton, der Bruch auf Seite der *grössern* Normalfestigkeit eintritt, so liegt die Ursache hierfür wohl in dem Umstand, dass die unvermeidlichen Holzfehler für die gezogenen Fasern eine verhältnismässig grössere Schwächung bedeuten, als für die gedrückten Teile.

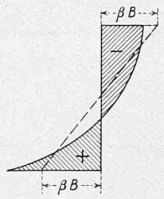


Abbildung 6.

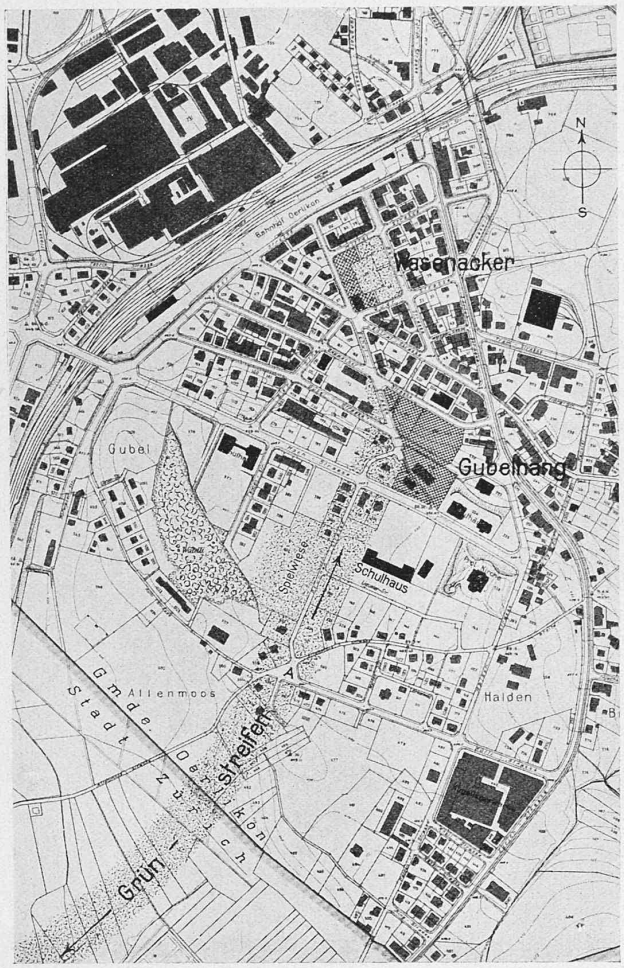
Wenn man vom aussergewöhnlich hohen Ergebnis von $\tau_B = 550$ kg/cm² des Balkens 4a (S) absieht, so ergeben die Versuche eine *mittlere Biegungsfestigkeit von 440 kg/cm²*, wobei die Grösse des Querschnittes nicht anders zum Ausdruck kommt, als dadurch, dass die Abweichungen der äussersten Werte vom Mittel der entsprechenden Balken, wie bereits bemerkt, bei den höhern Balken Nr. 6 kleiner sind als bei den niedern Balken Nr. 5. Das Ergebnis des Balkens 4a (S) zeigt ferner, dass eine sanfte Krümmung der Holzlamellen offenbar noch keine Zusatzspannungen im Gefolge hat, die die mittlere Biegungsfestigkeit merklich erniedrigen könnte. Im übrigen ist die aussergewöhnlich hohe Biegungsfestigkeit des Balkens 4a (S) ursächlich noch nicht abgeklärt; da das Ergebnis des Balkens 6a (dessen Holz gleicher Herkunft war wie jenes des Balken 4a) nicht auf aussergewöhnlich hohe Festigkeit des verwendeten Holzes schliessen lässt, ist vorläufig nur die Vermutung möglich, dass sich bei Balken dieser Bauart eine Art Hängwerk-Wirkung einstellen muss, die eine wirksamere Ausnützung der Zug- und Druckfestigkeiten erwarten lässt.

Das elastische Verhalten der Balken.

Dem Verhalten der Balken bei steigender Belastung und bei öfters wiederholten Entlastungen ist ganz besondere Beachtung geschenkt worden. Denn dieses Verhalten ist — was im allgemeinen viel zu wenig gewürdigt wird — vom statischen und sehr oft auch vom rein praktischen Standpunkt aus, der eigentliche Masstab für die Güte eines Bausystems. Hierbei spielt weniger die elastische Nachgiebigkeit der Träger, die eine gegebene, unabänderliche Eigenschaft des Baustoffes ist, die ausschlaggebende Rolle, als vielmehr das Verhältnis der bleibenden zu den gesamten Durchbiegungen. Ausserdem ist der allgemeine Verlauf der bleibenden Durchbiegungen von ganz wesentlicher Bedeutung, weil er die Arbeitsweise der Verbindungen in zusammengesetzten Bauteilen unnachsichtig verrät. Grössere bleibende Formänderungen unter niedern Belastungen zeugen von bleibenden Nachgiebigkeiten innerhalb der Verbindungen selbst; sie sind einesteils die natürliche Vorbedingung für die volle Wirksamkeit der Verbindung selbst, sind aber andererseits auch ein sicheres Anzeichen dafür, dass *unter dauernden, auch niedern Belastungen die bleibenden Einsenkungen mit der Zeit noch zunehmen können und zwar umso sicherer, je grösser die bleibenden Durchbiegungen für niedere Belastungen sind.* Derartige Erscheinungen würde man, bei näherer Prüfung von Balken in einer Materialprüfungsanstalt, bei manchen Trägern neuzeitlicher Holzbausysteme zweifellos beobachten können; wenn Versuche überhaupt angestellt werden, geschieht dies leider wohl meistens nur im Hinblick auf die sog. Bruchlast und die daraus sich ergebende Regel für die Bemessung

[3]) Die Werte λ, die für die Balken 1 d, bezw. 4 a (S) und 4 a (N) etwas grösser sind als für die übrigen Balken der entsprechenden Serien, erklären sich aus dem Umstand, dass bei 1 d die Aussenstrecke a um 5 cm grösser war als bei 1 a und 1 b, während beide Balken 4 a an den Enden seitlich nicht abgeschrägt waren und überdies bei 4 a (S) die Pressen um je 20 cm weiter von den Auflagern abstanden als bei den andern Balken 4.

[4]) Vergleiche auch den interessanten Bericht von Ing. A. Freymond über die Festigkeit der Leimfugen, «Bulletin Technique de la Suisse Romande» Jahrgang 1920, Nr. 15.



Uebersichtsplan der drei Bebauungsplan-Wettbewerbe in Oerlikon.
I. Wasenacker-Areal, II. Gubelhang, III. Grünstreifen. — 1 : 10000.

der Querschnitte nach dem sehr einseitigen Gesichtspunkt der Festigkeit. Dies mag bei Materialien wie Eisen und Beton (bezw. Eisenbeton) noch angehen, niemals aber, vom Ingenieurstandpunkt aus, für heterogene hölzerne Träger.

Beachtet man nun, nach diesen für die Bewertung der nachfolgenden Betrachtungen wichtigen Ausführungen allgemeiner Natur, das elastische Verhalten unserer Hetzerbalken (die Abb. 7 zeigt nur eines der für jeden der geprüften Balken aufgenommenen, für alle Balken sich jedoch annähernd gleichbleibenden Diagramme), so springen *zwei Merkmale* in die Augen:

1. die Einsenkungen wachsen nahezu proportional mit der Belastung, immerhin stetig, etwas rascher als die Belastung, der Abnahme der Elastizitätsziffer mit wachsender Beanspruchung entsprechend; noch nahe der Bruchlast änderten sich diese Verhältnisse nicht merklich. Sodann sind

2. die bleibenden Einsenkungen für die Balkenmitte als ausserordentlich gering befunden worden; auch sie wachsen stetig mit der Höhe der Belastung, erreichen aber bei einer Beanspruchung von $\sigma_M = \sim 240$ kg/cm² (P = 10 t für die Balken 5) nur ungefähr $^1/_{40}$ der gesamten Durchbiegung in der Mitte. Diese, für hölzerne Träger ebenso interessanten wie vielbedeutenden Feststellungen beweisen einmal die durchaus *monolithische Wirkungsweise* der Hetzerbalken; sodann berechtigt der nahezu geradlinige Verlauf des Formänderungsdiagrammes, zusammen mit der Kleinheit der bleibenden Einsenkungen, zweifellos zu der Ausnützung der Vorteile von *statisch unbestimmten Trägerformen* auch bei der Hetzer'schen Bauweise. Vergleichshalber, und um gewissen Vorurteilen gegenüber dieser Ansicht zu begegnen, sei darauf hingewiesen, dass bei Eisenbetonträgern die Einsenkungen von allem Anfang an rascher anwachsen als die Belastungen, namentlich aber nach den ersten Rissbildungen, d. h. bei Spannungszuständen, die immerhin im Hochbau noch ganz gut möglich sind; zudem sind dort die bleibenden Einsenkungen verhältnismässig grösser, als wie wir sie für die Hetzerbalken gefunden haben. Trotzdem zweifelt aber heute niemand mehr daran, dass Eisenbetongebilde als statisch unbestimmte Träger aufgefasst und auch berechnet werden dürfen.

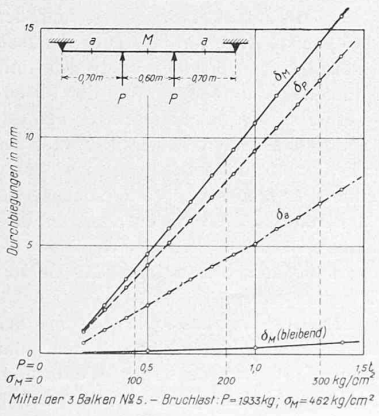


Abbildung 7.

Seit Vornahme vorstehender Untersuchungen sind von den S. B. B. noch weitere Versuche angestellt worden, die den Zweck verfolgten, unter genauester Beobachtung auch der Struktur der Hölzer, *jeweils demselben Stamm entnommene Vollbalken und Hetzerbalken in unmittelbaren Vergleich zu bringen.* Die Herstellung und Lieferung der hierzu notwendig gewesenen Probebalken hatte ebenfalls die Schweizer. A.-G. für Hetzer-Bauweise übernommen. Das Ergebnis dieser aussergewöhnlichen Versuche lautet kurz gefasst dahin, dass für Balken, *die unter gleichen Verhältnissen erstellt worden sind*, hinsichtlich Biegungsfestigkeit ein Unterschied zwischen Vollbalken ($\sigma_B = 445$ kg/cm²) und Hetzerbalken ($\sigma_B = 434$ kg/cm² gegen 440 kg/cm² bei unsern Versuchen) praktisch kaum besteht. Auch bei diesen Versuchen schwankten die, für die Güte einer Bauweise so wichtigen Abweichungen zwischen Grenzwerten und entsprechenden Mittelwerten nur zwischen — 27% und + 12% für die Hetzerbalken, für die Vollbalken jedoch zwischen — 52% und + 14%; in diesen Zahlen liegt nun der deutliche Beweis, dass bei den vielteiligen Hetzerbalken einzelne Materialfehler an Bedeutung verlieren. Es wäre sehr zu begrüssen, wenn die S. B. B. über ihre ebenfalls lehrreichen Ergänzungsversuche eingehendere Mitteilungen machen würden; denn auch diese Versuche sind nicht nur für die Hetzer'sche Bauweise von Bedeutung: sie werfen Streiflichter auf die elastischen und Festigkeits-Eigenschaften des Baustoffes Holz ganz allgemein. (Schluss folgt.)

Bebauungsplan-Wettbewerbe in Oerlikon.

Die Gemeinde Oerlikon bei Zürich hatte einen engern Wettbewerb veranstaltet zur Ergänzung bezw. Verbesserung der ziemlich regellosen Bebauung in dem Dreieck zwischen der Zürcherstrasse im Osten, der Hochstrasse im Südwesten und dem Bahnhofareal. Wie dem obenstehenden Uebersichtsplan zu entnehmen, waren als noch wenig bebaut zwei Areale zwischen fertigen Strassen zu bearbeiten: erstens der *Wasenacker* zwischen Bahnhof- und Schulstrasse, zweitens der *Gubelhang* nördlich des neuen Sekundarschulhauses. Zudem waren drittens Vorschläge zu machen zu einer *Grün-Verbindung* zwischen diesen beiden Quartieren, die sich dann südwestwärts als Grünstreifen bis gegen Guggach auf städtischem Gebiet hinziehen und dort Anschluss finden soll an eine städtischerseits geplante Grünverbindung zwischen Zürichberg und Käferberg in Richtung Strickhof-Milchbuck-Guggach; hierüber näheres in nächster Nummer.

Der Wasenacker soll unter teilweiser Randbebauung als öffentliche Anlage ausgestaltet werden, wobei längs der Bahnhofstrasse Gelegenheit zur Abhaltung des Wochenmarktes zu schaffen ist; dies zur Erläuterung der gestellten Aufgabe. — Der niedrige Garagenbau im Entwurf Nr. 4 trägt nicht nur den praktischen Bedürfnissen Rechnung, sondern die Architekten wollten damit gerade die in einem solchen Hof unvermeidlichen Geräusche von der öffentlichen Anlage trennen. Zudem schafft ihr Vorschlag ein für festliche Anlässe zweckmässiges Podium (vergl. Querschnitt).