

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule

Fernsprecher: C1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 16. September 1932

Heft 19

Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht bei Verbindungen von Schweißbleisen mit Schweißbleisen oder Flußstahl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. ehr. H. Kayser.

Bericht aus dem Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt.

I. Allgemeines.

Meine bisherigen Veröffentlichungen über die obiges Problem behandelnden Versuche¹⁾ haben in den beteiligten Fachkreisen Interesse gefunden, das sich in zustimmenden und abweichenden Stellungnahmen äußerte. Selbstverständlich kann ein so schwieriges Problem wie das hier behandelte von verschiedenen Seiten betrachtet werden. Auch glaube ich eindeutig darauf hingewiesen zu haben, daß die durchgeführten Versuche als Beitrag zur Lösung des Problems, nicht als die Lösung selbst aufzufassen sind. Andererseits lassen die Ergebnisse schon jetzt bestimmte Folgerungen zu, die ich nochmals in den Satz zusammenfassen möchte: Bei richtiger Anordnung nehmen Schweißnaht und Nieten gemeinsam an der Kraftübertragung teil; dabei werden die Nieten zu etwa $\frac{2}{3}$ ihrer Tragfähigkeit, die Schweißnähte voll ausgenutzt.

Da die Kombination zwischen Nietverbindung und Schweißnaht in erster Linie für Verstärkungsarbeiten — dabei allerdings mit großem Vorteil — in Frage kommt, solche Verstärkungsarbeiten aber häufig alte Konstruktionen aus Schweißbleisen betreffen werden, ergab sich sehr naheliegend die Aufgabe, die Untersuchungen, die sich seither ausschließlich auf St 37 und St 52 bezogen, auf Schweißbleisenproben zu erstrecken. Bei der praktischen Ausführung solcher Verstärkungsarbeiten wird es in selteneren Fällen vorkommen, als Verstärkungsmaterial wieder Schweißbleisen zu verwenden. Weit häufiger wird man Flußstahl St 37 benutzen. Das führte zu einer Zweigliederung des Versuchsprogramms: Schweißbleisenbleche mit Schweißbleisenlaschen und Schweißbleisenbleche mit Flußstahlbleisenlaschen; eine Einteilung, die in den Versuchsgruppen gemäß Tafel I zum Ausdruck kommt.

Um die durch die Mitwirkung der Nieten erreichbare Verstärkung der Verbindung gegenüber der nur geschweißten Ausbildung festzustellen, sollten die Bruchlasten solcher Verbindungen bestimmt werden. Ich gehe dabei von der Ansicht aus, daß es — wie bei anderen technischen Problemen — auch hier zulässig und zweckmäßig ist, der Bewertung solcher kombinierter Verbindungen die Bruchlast zugrunde zu legen, womit natürlich keineswegs gesagt sein soll, daß die nähere Erforschung des Verhaltens im elastischen Bereich bedeutungslos sei²⁾. Vergleichsweise soll nochmals auf die Forschungsmethoden im Eisenbetonbau hingewiesen werden, wo man sich in den Folgerungen aus Versuchsergebnissen noch heute fast ausschließlich auf die Ergebnisse des Bruchversuches stützt³⁾. Jedenfalls dürfte vorerst ein anderer Weg für die Behandlung der mit diesem Problem zusammenhängenden Fragen kaum möglich sein, da weder einwandfreie theoretische Forschungen noch überzeugende Versuchsergebnisse im elastischen Bereich vorliegen.

II. Ausbildung der Versuchsstäbe.

In dem Bestreben, möglichst klare Spannungsverhältnisse zu schaffen, wurden Stäbe aus einfachen Flachblechen mit symmetrischer Anordnung der Schweißnähte und Nieten gewählt. Der geschweißte Anschluß auf der einen Seite wurde mit 150 mm Nahtlänge so stark bemessen, daß die Zerstörung stets auf der anderen Seite eintreten mußte. Bei dieser anderen, für die Versuchsbeobachtung maßgebenden Seite wurden vier 50 mm lange Schweißnähte von 8 mm Schenkelbreite (Gruppe I und IV) bzw. zwei Nieten von 17 mm Durchmesser (Gruppe II und V) bzw. beide Anschlußarten

zusammen angeordnet (Gruppe III und IV). Die Ausbildung der Versuchsstäbe ist aus Abb. 1 zu ersehen.

Damit ergaben sich die in Tafel I zusammengestellten sechs Versuchsgruppen; von jeder Gruppe wurden drei gleiche Stäbe hergestellt.

Tafel I. Kennzeichnung der Versuchsstäbe und Gruppen.

Gruppe	Material der		Anschluß der Laschen		Anschlußschema
	Bleche	Laschen	Schweißnähte	Nieten	
I	SE ¹⁾	SE	4 Nähte je 50 mm lang	—	
II	SE	SE	—	2 ϕ 17 mm	
III	SE	SE	Nähte wie oben	2 ϕ 17 mm	
IV	SE	St 37	Nähte wie oben	—	
V	SE	St 37	—	2 ϕ 17 mm	
VI	SE	St 37	Nähte wie oben	2 ϕ 17 mm	

¹⁾ SE bedeutet Schweißbleisen.

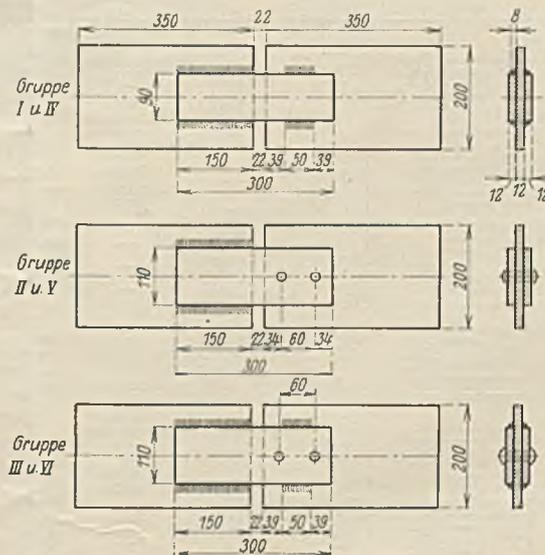


Abb. 1.
Ausbildung der Versuchsstäbe.

Das Schweißbleisen stammte von der alten Mainzer Eisenbahnbrücke aus den Jahren 1861/62, der Flußstahl aus einer neueren Lieferung eines westdeutschen Walzwerkes. Zur Vernichtung der Gruppen II, III, V und VI wurden Nieten aus St 34.13 verwendet. Obgleich es natürlich erwünscht gewesen wäre, bei den nur aus Schweißbleisen bestehenden Proben der Gruppen II und III auch schweißbleiserne Nieten zu haben, mußte von ihrer Verwendung abgesehen

¹⁾ Vgl. Stahlbau 1930, S. 145; ebenda 1931, S. 35 u. 121.

²⁾ Vgl. Stahlbau 1931, S. 36.

³⁾ Vgl. Saliger, Einbetonierte Stahlsäulen, B. u. E. 1931, S. 397.

werden, da derartiges Nietmaterial nicht zur Verfügung stand. Die Ausbildung der Versuchsstäbe entspricht den verschiedenen Möglichkeiten bei Verstärkungsarbeiten von schweißeisernen Konstruktionen.

In diesem Zusammenhang darf erwähnt werden, daß bei der Vorbereitung und Durchführung der Versuche die sehr interessanten Arbeiten des Oberingenieurs Kilp, Bamberg⁴⁾, noch nicht veröffentlicht und mir daher nicht bekannt waren. Die dort beschriebenen Versuche liefern Ergebnisse, die den von mir gewonnenen Resultaten im wesentlichen entsprechen.

Die Herstellung der Versuchsstäbe wurde von der Firma Eisenbau Donges, Darmstadt, übernommen und erfolgte durch einen gemäß DIN 4100 (bzw. den damals noch gültigen „Richtlinien“) geprüften Schweißer. Die Reihenfolge der Arbeitsvorgänge bei den Gruppen III und VI war so vorgeschrieben, daß zunächst genietet, dann geschweißt wurde, wie es der Praxis entspricht. Die teilweise durch Rost und alte Farbanstriche verunreinigten Schweißbleche wurden vor dem Schweißen sorgfältig mit Drahtbürsten gereinigt, um schädliche Einflüsse durch diese Ursachen auszuschalten; eine solche Maßnahme dürfte auch in der Praxis stets erforderlich sein. Die Schweißung erfolgte mit Gleichstrom unter Verwendung von blanken Elektroden, Qualität „Böhler Elite“; die Vernietung mit Preßluftwerkzeug. Irgendwelche Schwierigkeiten beim Verschweißen der Schweißbleche haben sich nicht gezeigt. Darauf sei ausdrücklich hingewiesen, da mitunter eine gegenteilige Ansicht in der Praxis geäußert wird.

III. Ermittlung der Festigkeitseigenschaften des verwendeten Materials.

Die Festigkeitseigenschaften des Schweißmaterials wurden zunächst nach DIN 1605 an drei Normal-Flachstäben untersucht. Die Ergebnisse sind in Tafel II zusammengestellt:

Tafel II. Festigkeitswerte des verwendeten Schweißens.

Stab Nr.	Breite <i>b</i> cm	Dicke <i>δ</i> cm	Fließgrenze kg/cm ²	Bruchgrenze kg/cm ²	Dehnung <i>δ</i> ₁₀ %
1	2,58	1,22	2640	3610	18,5
2	2,58	1,22	2425	3520	19,0
3	2,59	1,24	2370	3410	—
im Mittel:			2478	3547	18,8

Die Untersuchung des Flußstahles konnte unterbleiben, da es sich um bereits von anderer Seite abgenommenes Material handelte.

Um klarzustellen, ob mit Schweißnieten genietete Anschlüsse von Schweißblechen eine ähnliche Festigkeit erreichen wie mit St 34.13

⁴⁾ Kilp, Ergebnisse von Versuchen über Zusammenschweißen von Schweißens und Flußeisen. Bautechn. 1931, S. 361.

genietete Schweißverbindungen, wurden diesbezügl. Versuche angestellt. Aus schweißeisernen Schraubenbolzen, die in der alten Konstruktion, aus der die Bleche der Hauptproben entnommen waren, eingebaut gewesen waren, wurden „lange Proportionalstäbchen“ hergestellt. Man kann als wahrscheinlich annehmen, daß schweißeiserner Nieten aus ähnlichem Material wie die Schraubenbolzen jener Zeit bestehen, so daß die Versuchsergebnisse einen brauchbaren Maßstab für die Bewertung alter Schweißnieten geben.

Die Prüfung der drei Proben ergab die in Tafel III zusammengestellten Werte.

Tafel III. Festigkeitswerte von Schweißeisernenbolzen.

Stab	Querschnitt cm ²	Fließgrenze kg/cm ²	Bruchgrenze kg/cm ²	Bruchdehnung %	Bemerkungen
1	0,541	2400	3375	26,6	Langer Proportionalstab, Meßlänge = 11,3 √ <i>F</i> = 80 mm
2	0,535	1870	3270	17,5	
3	0,535	2340	3475	26,8	
im Mittel:		2203	3373	23,6	

Man erkennt, daß dies schweißeiserner Material Gütezahlen lieferte, die den Anforderungen an Nietstahl St 34.13 sehr nahe liegen. Es läßt sich daraus wohl folgern, daß schweißeiserner Nieten etwa die gleiche Festigkeit wie flußstählerne Nieten gewährleisten. Insofern dürften sich also die bei den Hauptproben mit Nieten St 34.13 erzielten Resultate unbedenklich auf entsprechende alte Verbindungen mit schweißeisernen Nieten, die ja bei praktischen Verstärkungen meist vorliegen werden, übertragen lassen.

IV. Ergebnisse der Hauptversuche.

Die Prüfung der Stäbe erfolgte auf einer 100 t-Universalprüfmaschine Bauart M. A. N. Festgestellt wurden Fließgrenze und Bruchgrenze aus der Manometeranzeige der Maschine ohne Feinmessungen. Die zur Berechnung der zugehörigen Spannungen erforderlichen Schweißnahtquerschnitte wurden vor Versuchsbeginn durch ausgemittelte Messung des Maßes *c* bestimmt (Abb. 2).

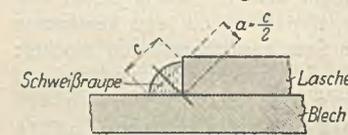


Abb. 2. Meßtechnische Bestimmung der Nahtdicke *a*.

Schweißraupe ist die maßgebende kritische Nahtdicke dann $a = \frac{c}{2}$. Die geringen Schweißwulste der Raupen konnten mit Rücksicht auf ihre Unregelmäßigkeit außer acht gelassen werden. Für die Endkrater wurden an beiden Enden stets 5 mm von den Nahtlängen abgezogen.

Die Ergebnisse der Versuche und ihre Auswertung sind in Tafel IV eingetragen.

Tafel IV. Versuchsergebnisse über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht bei Versuchsstäben aus Schweißens.

Gruppe ¹⁾	Stab Nr.	Ausbildung der Anschlüsse ²⁾	Nietquerschnitt cm ²	Schweißquerschnitt cm ²	Fließgrenze kg/cm ²	Bruchgrenze <i>P</i>		Mittelwerte kg/cm ²	Nutzlast		Nutzlast komb. Stab <i>P</i> _{zul} kg	Sicherheitsgrad $\frac{P_B}{P_{zul}} = n$	Sicherheitsgrad Mittel <i>n</i>
						kg	kg/cm ²		Nieten <i>P</i> ^N _{zul} kg	Schweißnaht <i>P</i> ^S _{zul} kg			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
I	1		—	13,23	Nicht feststellbar	39 470	2980	3193	—	7950	—	4,95	5,31
	2		—	12,60	3270	43 680	3470		—	7550	—	5,78	
	3		—	12,85	Nicht feststellbar	40 180	3130		—	7700	—	5,21	
II	1		7,26	—	3780	34 170	4710	4643	8720	—	—	3,92	3,87
	2			—	Nicht feststellbar	33 110	4560		8720	—	—	3,80	
	3			—	3580	33 820	4660		8720	—	—	3,88	
III	1		7,26	12,18	—	53 410	—	—	5800	7300	13 100	4,06	4,28
	2			12,40	—	54 840	—		5800	7430	13 230	4,15	
	3			12,30	—	47 840	—		5800	7380	13 180	3,64	
IV	1		—	13,52	2560	46 450	3440	3363	—	8100	—	5,74	5,61
	2		—	13,40	2600	44 720	3340		—	8050	—	5,58	
	3		—	13,10	Nicht feststellbar	43 330	3310		—	7850	—	5,51	
V	1		7,26	—	Nicht feststellbar	33 820	4660	4333	8720	—	—	3,88	3,60
	2			—	4120	30 290	4170		8720	—	—	3,46	
	3			—	Nicht feststellbar	30 290	4170		8720	—	—	3,46	
VI	1		7,26	12,45	—	47 840	—	—	5800	7480	13 280	3,60	4,21
	2			12,70	—	62 300	—		5800	7610	13 410	4,64	
	3			13,10	—	59 810	—		5800	7850	13 650	4,38	

¹⁾ Gruppeneinteilung und Ausbildung der Versuchsstäbe gemäß Abb. 1 und Tafel I. — ²⁾ SE bedeutet Schweißens.

Zu den einzelnen Spalten der Tafel IV ist ergänzend zu bemerken: In Spalte 4 ist der reduzierte Querschnitt der beiden zweiseitigen 17 mm-Nieten mit $F_5'' = 0,8 \cdot 2 \cdot 2 \pi \cdot \frac{1,7^2}{4} = 7,26 \text{ cm}^2$ eingesetzt; bei der Blechdicke von 12 mm kam Abscheren in Frage. Die Auswertung ist in den Spalten 9 bis 12 eingetragen. Entsprechend einer zulässigen Beanspruchung von 1200 kg/cm^2 für Schweißisen wurden die Nutzlasten in Spalte 9 berechnet. Diese Beanspruchung wurde gegenüber den Vorschriften der Reichsbahn (B E 1925)⁵⁾ von 1400 auf 1200 kg/cm^2 ermäßigt, um den bei altem Schweißisenmaterial vielfach vorhandenen Unregelmäßigkeiten in der Nietbeschaffenheit bezüglich Festigkeit und Dehnung Rechnung zu tragen. Für die Nutzlasten wurde angesetzt:

Sicherheitsgrade für die kombinierten Anschlüsse (In jedem Falle über $n = 3$ liegend) erreicht sein würden.

Einen klaren Beweis über das Zusammenwirken von Nieten und Schweißnaht liefert die Abb. 4 a u. b. Der Versuchsstab wurde bis zur Höchstlast kurz vorm Bruch belastet, wobei die Schweißnähte noch keine erheblichen Zerstörungen aufwiesen. Aus der starken Verformung der Nieten und Nietlöcher erkennt man, daß die Nieten bis zu diesem Stadium in beträchtlichem Maße an der Kraftübertragung teilgenommen haben.

In meinen früheren Veröffentlichungen hatte ich bereits den Gedanken gestreift, daß Untersuchungen an Stäben angestellt werden müßten, deren



Abb. 3a u. b. Ablösen der Schweißnaht vom Schweißisenblech.

- bei den nur geschweißten Anschlüssen für die Flanken-Kehlnähte aus Schweißisen $\sigma_{zul} = 0,5 \cdot 1200 = 600 \text{ kg/cm}^2$, bezogen auf den kritischen Nahtquerschnitt a !
- bei den nur genieteten Anschlüssen $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$, bezogen auf die reduzierten Nietflächen;
- bei den kombinierten Anschlüssen für die Schweißnähte σ_{zul} wie oben für die Niete $\sigma_{zul} = \frac{2}{3} \cdot 1200 = 800 \text{ kg/cm}^2$, bezogen auf die reduzierten Nietflächen.

Verglichen mit den in Spalte 7 angegebenen, durch die Versuche ermittelten Bruchlasten ergaben sich in Spalte 11 u. 12 die Sicherheitsgrade der einzelnen Verbindungen.

Beachtlich ist, daß der Bruch stets durch Ablösen des Schweißgutes vom Schweißisenblech in der Einbrandzone, nicht durch Abscheren in der bei der Berechnung der Schweißnähte zugrunde gelegten Fuge a auftrat (Abb. 3a u. b). Da im übrigen bezüglich des Aufreißen des Schweißisens fast die gleichen Erfahrungen gemacht wurden, über die Oberingenieur Kilp in seinem vorerwähnten Artikel berichtet hat, kann auf die Wiedergabe im einzelnen verzichtet werden. Eine Abhilfe hiergegen könnte durch Verbreiterung des Nahtschenkel auf dem Schweißisenblech, also durch Verwendung von ungleichschenkligen Nähten etwa 1:2 erzielt werden. Einige Vorversuche hierüber ergaben günstige Resultate; die Versuche in dieser Richtung sind aber noch nicht abgeschlossen.

Aus den Ergebnissen folgt eindeutig, daß bei den kombinierten Verbindungen von Schweißisenblechen mit gleichartigen und St 37-Laschen die Nieten und Schweißnähte zusammenwirken. Setzt man die Nieten mit $\frac{2}{3}$ ihrer vollen Nutzlast ein, so ergeben sich für die kombinierten Verbindungen Sicherheitsgrade, die als völlig ausreichend zu bezeichnen sind. Es dürfte damit der Beweis erbracht sein, daß meine früher vorgeschlagene Berechnungsmethode auch bei schweißeisernen Konstruktionen anwendbar ist, und daß das Material bzw. Verstärkungsstelle — ob Laschen aus Schweißisen oder aus St 37 — für die Ergebnisse ohne Belang bleibt.

Wie man aus den Sicherheitsgraden n für Gruppe I und IV (Spalte 12 der Tafel IV) erkennt, waren die Schweißnähte von sehr gut arbeitenden Schweißern hergestellt, da nach DIN 4100 für solche Flankenkehlnähte eine Sicherheit von nur $n = \frac{2400}{0,5 \cdot 1400} = 3,43$ verlangt wird. Eine einfache Überlegung erweist, daß auch bei weniger guten Schweißnähten, die gerade noch nach DIN 4100⁶⁾ bedingungsgemäß sind, ausreichende

Nietverbindungen vorm Aufbringen der zusätzlichen Schweißnähte soweit vorbelastet werden, daß das Gleiten der Nieten bereits eingetreten ist. Zu diesem Zwecke wurde eine besondere Serie von Versuchsstäben gleicher Art wie Gruppe VI nach dem Vernieten 20 mal bis zur 1,5-fachen Nutzlast vorbelastet und erst dann, ohne daß die Stäbe aus der Maschine wieder ausgebaut wurden, geschweißt. Es zeigte sich hierbei jedoch keine bemerkenswerte Zunahme der Tragfähigkeit, so daß eine weitere Verfolgung in dieser Richtung unnötig erscheint.

Wenn die vorstehend mitgeteilten Versuchsergebnisse die Richtigkeit meiner Behauptung über das Zusammenwirken von Nieten und Schweißnaht auch bei Verwendung von Schweißisen beweisen, so darf ich mit Befriedigung feststellen, daß sich neuerdings auch andere Forscher zu der gleichen Auffassung bekennen.⁷⁾ Diese anderen Forschungsergebnisse sind im allgemeinen durchaus geeignet, meine über dieses Problem angestellten Erwägungen und eigenen Versuchsarbeiten zu bestätigen. Hierzu rechne ich auch die wertvolle Veröffentlichung von Prof. Dustin, Brüssel⁸⁾, obwohl ich den Folgerungen aus diesen Versuchsergebnissen nicht beipflichten kann.

Zusammenfassend kann nochmals festgestellt werden, daß in kombinierten Verbindungen bei richtiger Anordnung der Schweißnähte Nietung und Schweißnaht zusammenwirken. Für die Berechnung der Nutzlast wird empfohlen, die Schweißnähte mit σ_{zul} gemäß DIN 4100 und die Nieten mit $\frac{2}{3} \sigma_{zul}$ einzusetzen, so daß erstere voll, letztere nur zu $\frac{2}{3}$ ausgenutzt sind. Diese einfache Berechnungsmethode dürfte für Schweißisen ebenso wie für St 37 anwendbar sein und ausreichende Sicherheitsgrade liefern.

Zum Schluß darf ich an dieser Stelle der

Vereinigung von Freunden der Technischen Hochschule Darmstadt, welche die zur Durchführung der Versuche notwendigen Mittel zur Verfügung gestellt hat, meinen besonderen Dank sagen. Bei Vorbereitung, Durchführung und Auswertung der Versuche haben meine Assistenten Dr.-Ing. C. J. Hoppe und Dipl.-Ing. A. Herzog mir wertvolle Hilfe geleistet.

⁵⁾ Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. Heftausgabe Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn. Hierzu erschien Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten, 3. Aufl. Berlin 1932, Wilh. Ernst & Sohn.

⁷⁾ Vgl. Prof. Bryla, Versuche über die Verstärkung von Nietverbindungen durch Schweißen. Erster Band der „Abhandlungen“ der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, 1932, S. 9 ff. — Vgl. Prof. Gaber, Zusammenwirken von Nietung und Schweißung bei Zug und Druck. Bauing. 1932, S. 290 ff.

⁸⁾ Vgl. Prof. Dustin, Zusammenwirken von Niet- und Schweißverbindungen. Vorbericht zum ersten Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Paris 1932, S. 359 ff.

⁵⁾ Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.

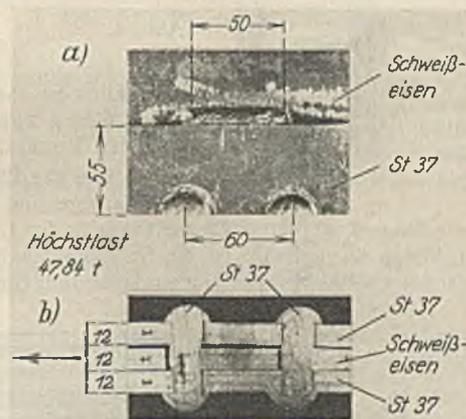


Abb. 4a u. b. Schnitt durch eine kombinierte Verbindung unmittelbar vor dem Bruch.

Alle Rechte vorbehalten.

Wohnhausbau in vierzig Arbeitstagen.

Von Dr. Béla Enyedi, Budapest.

Die Haupt- und Residenzstadt Budapest war Mitte Januar d. J. gezwungen, für die Obdachlosen so schnell als möglich etwa 120 permanente Wohnungen errichten zu lassen. Mit Rücksicht darauf, daß die Bauarbeiten in den strengsten Wintermonaten auszuführen waren, wurde an den Aufbau eines Wohnhauses mit Ziegelwänden gar nicht gedacht; vom ersten Moment an stand die Stahlskelettbauweise im Vordergrund, die einzig und allein ermöglichte, daß die Obdachlosen binnen sehr kurzer Frist unter Dach kommen konnten.

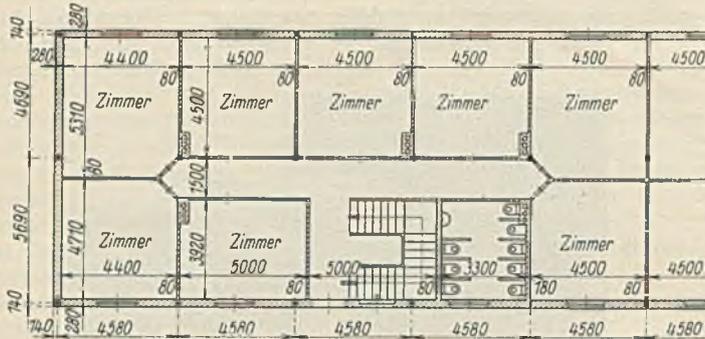


Abb. 1. Grundriß.

Die städtische Bauabteilung übertrug den Auftrag am 23. Januar der Firma Ludwig Markus und dem Baumeister Architekt Franz Wihart, welche die Verpflichtung übernehmen mußten, die Wohnhäuser in

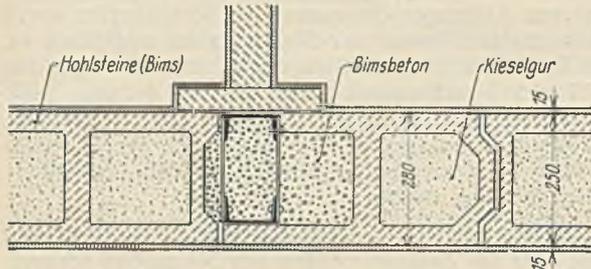


Abb. 3.

Abb. 3 u. 4. Ausbildung der Umfassungswandc.

40 Arbeitstagen schlüsselfertig zu übergeben und für jeden Tag Verspätung nicht weniger als 1% der Bau-summe, d. h. 3800 Pengö (etwa 2800 RM), als Pönale zu zahlen. Die Bedingungen waren sehr streng, die Stahlskelettbauweise und die Unternehmer haben die Probe aber doch gut bestanden; am 12. März konnten die Wohnungen in den Stahlskeletthäusern bezogen werden.

Die Häuser enthalten nur Einzimmerwohnungen, die Zimmer werden gleichzeitig als Küche benutzt. Je acht Wohnungen bilden in jedem Stock eine Gruppe, die separate Treppenhäuser und Toiletten hat (Abb. 1).

Es wurden zwei Häuser gebaut, die drei bzw. zwei zusammengebaute Gruppen enthalten.

Die Unternehmer hatten bezüglich der Auswahl der Baukonstruktionen von der Bauherrin freie Hand erhalten. Um die Arbeiten schnellstens beginnen und fortsetzen zu können, wurden die Fundamente und Kellerwände aus Ziegelmauerwerk hergestellt; zu gleicher Zeit wurden die Entwürfe der Stahlkonstruktionen im Werkstattbüro fertiggestellt und die Werkstattarbeit, bei der in Tag- und Nachtschicht gearbeitet wurde, in Angriff genommen.

Es ist selbstverständlich, daß bei diesen Objekten nur altbewährte Konstruktionssysteme zu verwenden waren, weil an Versuche und Überlegungen in Ermangelung der dazu nötigen Zeit nicht zu denken war. Deshalb wurden die Stützen, Unterzüge und Deckenträger in der üblichen Weise ausgebildet (Abb. 2). Ferner war es unbedingt erforderlich, nur Lagermaterial zu verwenden, weil das Walzen der nötigen Stahlträger einige Wochen gedauert hätte. Die Kon-

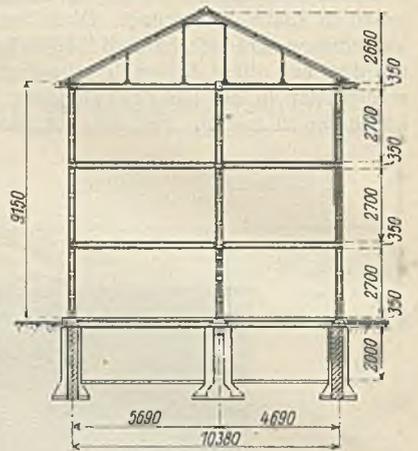


Abb. 2. Querschnitt.

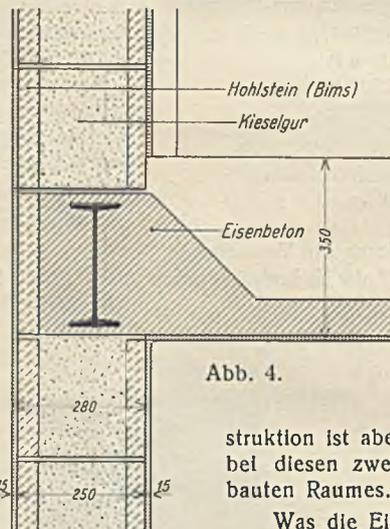


Abb. 4.

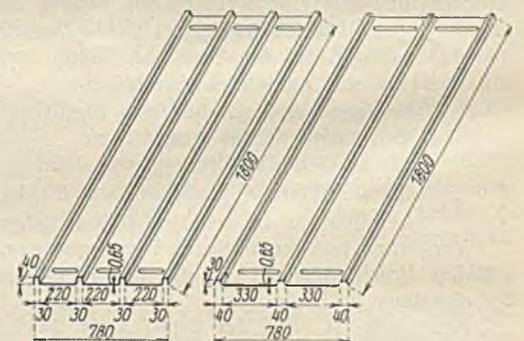


Abb. 5. Pfannenblech.

struktion ist aber trotzdem wirtschaftlich; das Stahlgewicht beträgt bei diesen zweistöckigen Häusern nicht mehr als 10,5 kg/m³ umbauten Raumes.

Was die Einzelheiten anbelangt, so ist zu erwähnen, daß die Unterzüge und Deckenträger in gleicher Ebene liegen, d. h. die Deckenträger in den Unterzügen einmontiert sind; durch diese Anordnung ist die Seitensteifigkeit der Gebäude nicht unwesentlich erhöht. Für die Deckenträger sind hauptsächlich die neuen ungarischen Querschnitte 24 b, c, d und e verwendet worden¹⁾, die eine Gewichtsersparnis von 15 bis 20% ermöglichen. Die Decken sind als armierte Steineisenkonstruktionen bzw. als Hohlsteingewölbe ausgeführt. Die Stützen, die überall aus je zwei C-Profilen bestehen, und die Unterzüge wurden einbetoniert.

Die Umfassungswände sind aus Hohlsteinen hergestellt, deren Hohlräume mit Kieselgur ausgefüllt wurden (Abb. 3 u. 4). Dieses Wandsystem bietet eine vollkommene Wärme- und Schallsollierung.

Die Dachkonstruktion und die Dachhaut sind

¹⁾ Querschnitt und Angaben über die Stahlträger siehe Stahlbau 1931, S. 189.

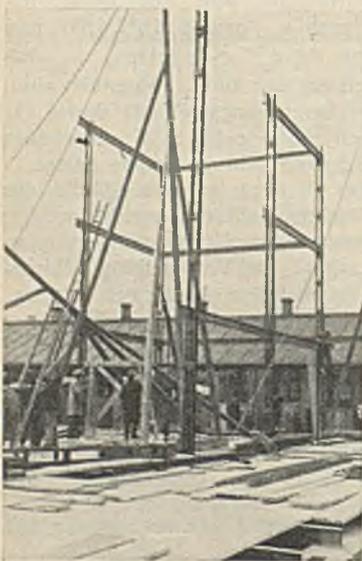


Abb. 6.

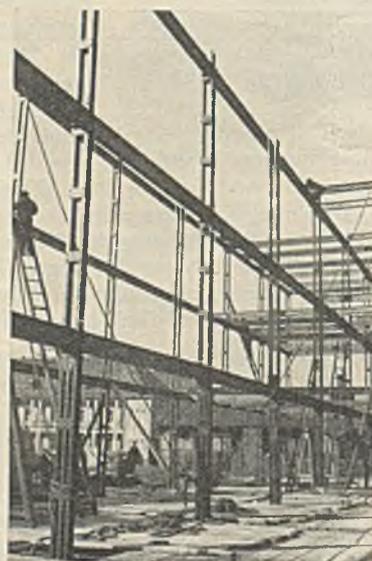


Abb. 7.

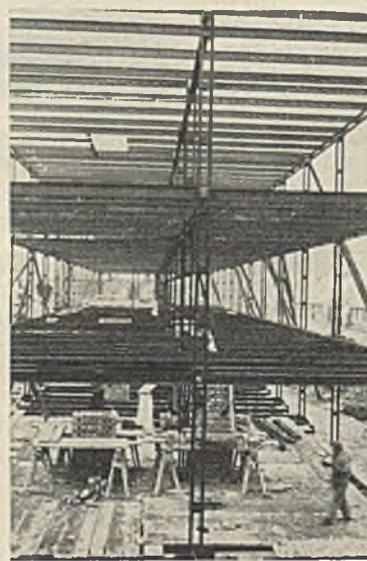


Abb. 8.

Abb. 6 bis 8. Montage des Stahlskelettes.



Abb. 9. Maurerarbeiten im Schneewetter.

ebenfalls in Stahl ausgeführt. Die Stahlkonstruktion ist mit den Dekenträgern verbunden; die Pfetten sind voneinander in einer Entfernung von 1,70 bis 1,90 m gelegt, die durch besonders geformte Wellbleche überbrückt sind, wodurch die Verwendung von Holz gänzlich vermieden worden ist.

Da Ungarn unter den gegenwärtigen Grenzen seinen Holzbedarf fast ausschließlich nur durch Einfuhr decken kann, ist die ungarische Stahlindustrie bestrebt, die Holzeinfuhr zu verringern. Aus diesem Grunde werden hier Wellbleche erzeugt, die eine ähnliche Form wie die deutschen Pfannenbleche²⁾ haben; da die letzteren aber nur eine Stützweite von 60 cm überbrücken können, mußte man deren Querschnitt umändern (Abb. 5). Der wichtigste Unterschied zwischen dem deutschen Pfannenblech und dem ungarischen Wellblech besteht in der stärkeren Ausbildung der Querschnitte³⁾.

Es ist zu erwähnen, daß bei diesen Häusern auch sämtliche Fenster, die Tore und das Traggerüst der Treppen in Stahlkonstruktion ausgeführt wurden.

Die Montage der Stahlkonstruktion ging sehr schnell vor sich. Am 5. Februar wurde zum Beispiel die Arbeit bei dem ersten Wohnhaus angefangen, am 8. Februar waren schon einige Rahmen aufgestellt (Abb. 6). Zwei Tage später, am 10. Februar, standen bereits die Stützen und Unterzüge (Abb. 7) und am 15. Februar war das ganze Stahlskelett fertiggestellt (Abb. 8). Das Stahlskelett des anderen Wohnhauses wurde ebenso schnell, etwa binnen 9 Tagen, aufmontiert. Sowohl in der Werkstatt als auch an der Baustelle wurde in zwei

²⁾ Siehe Stahl im Hochbau, S. 60, Düsseldorf 1930, Verlag Stahl Eisen m. b. H.

³⁾ Siehe auch Stahlbautechnik, Wien, 1932, Heft V, S. 5.

Schichten gearbeitet, obwohl die außerordentliche Nachtkälte, die öfter bis -15°C zunahm, die Bauarbeit wesentlich erschwerte.

Die Maurerarbeiten wurden ebenfalls schnellstens ausgeführt. Das andauernde Schneewetter bereitete besondere Schwierigkeiten, die es unmöglich machten, daß das Programm eingehalten werden konnte. Es war nämlich vorgesehen, die Grenzwände und Deckenkonstruktionen gleichzeitig auszuführen, und zwar unter Verwendung des ungarischen, auch im Frostwetter brauchbaren Citadur-Tonerdezementes. Infolge der großen Kälte und des Schnees war es aber doch notwendig, zuerst die Seitenwände hochzuführen (Abb. 9), die Gebäude abzudecken und erst danach bei starker Heizung der Baustelle die Betonarbeiten der Deckenkonstruktionen in Angriff zu nehmen.



Abb. 10. Ansicht der unverputzten Wohnhäuser.

Sobald die Wohnhäuser unter Dach gebracht waren, war es leicht, alle übrigen Arbeiten durchzuführen; da es aber auch Anfang März noch immer zu kalt war, wurde die Putzschicht der Fassade damals noch nicht aufgetragen (Abb. 10), sondern erst im späteren Frühjahr (Abb. 11).

Da die Wände, die Decken und Scheidewände sehr wenig Wasser aufnehmen, waren die Wohnhäuser sehr schnell trocken. Nach Heizung während einiger Tage hindurch haben selbst die Bewohner festgestellt, daß die Wohnzimmer vollkommen ausgetrocknet sind.

Der Herstellungspreis der Gebäude betrug weniger als 24 Pengö/m³. Ähnliche Häuser hat die Stadt-

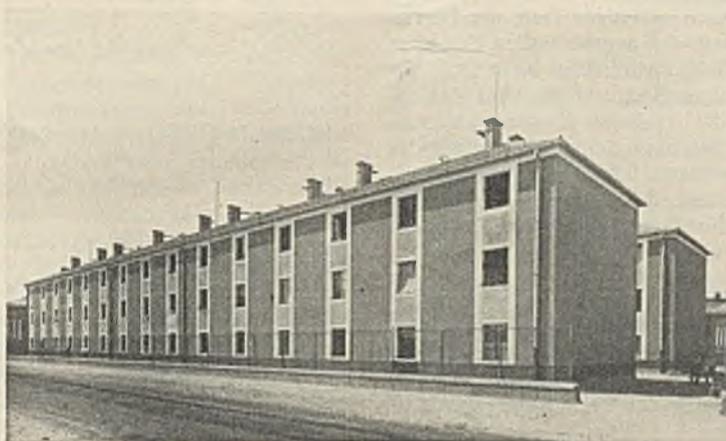


Abb. 11. Die fertigen Wohnhäuser.

behörde in den letzten Jahren in Massivbauweise ausführen lassen, die aber 26 Pengö/m³ kosteten. In diesem Falle hat also die Stahlindustrie nicht nur die kürzeste Bauzeit genau eingehalten, nicht nur in ausschließlichem Frostwetter gearbeitet, sondern auch die Herstellungspreise der Wohnhäuser vermindert.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Berechnung abgestufter Blockfundamente für Freileitungsmaste.

Von Dr.-Ing. O. Stötzner, Bad Oeynhausen.

Übersicht: Die Berechnung erfolgt in Anlehnung an das Verfahren von Ingenieur Sulzberger, Bern, wobei die Reaktionsmomente aus der seitlichen Einspannung unter der Voraussetzung ermittelt werden, daß der Drehpunkt der Fundamente in der Oberkante der Stufe liegt.

In den ersten Jahren der Entwicklung des Freileitungsbaues wurden die Blockfundamente nach verschiedenen Verfahren berechnet, die entweder nur den Sohlenwiderstand oder die seitliche Einspannung des Fundamentes im Erdreich berücksichtigten. Eine gleichzeitige Auswertung dieser beiden hauptsächlichsten Widerstände erfolgte in keinem der bekannten Verfahren. Erst die Versuche der Reichspost mit Mastfundamenten im Oktober 1913 und die Versuche der Schweizer elektrotechnischen Vereine im Frühjahr 1923 führten zu Berechnungsweisen, welche die Bodenwiderstände hinreichend erfassen.

Diese Versuche sind auch in anderer Hinsicht von weittragender Bedeutung für eine wirtschaftliche Berechnung von Mastfundamenten gewesen, denn sie zeigten, daß die Standsicherheit eines Freileitungsmastes bei einer gewissen Schiefstellung des Fundamentes noch nicht gefährdet ist, und daß die Tragfähigkeit eines Fundamentes an dem Verdrehungswinkel gemessen werden kann.

Die deutschen Versuche wurden von Dr.-Ing. Fröhlich¹⁾ und die Schweizer Versuche von Ingenieur G. Sulzberger, Bern, ausgewertet. Sie

¹⁾ Fröhlich, Beitrag zur Berechnung der Mastfundamente. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.

führten zu zwei vollkommen verschiedenen Berechnungsweisen, die jedoch beide den Spannungswiderstand und den Sohlenwiderstand berücksichtigen und mit einer bestimmten Verdrehung des Fundamentes unter der Höchstbelastung rechnen. Die Formeln von Fröhlich lassen den anteiligen Einfluß der Einspannung und des Sohlenwiderstandes nicht erkennen. Sie setzen als Maß für die zulässige Verdrehung eine Verschiebung von 100 mm der Mastspitze des 6 m langen Versuchsmastes voraus, ohne daß jedoch in den Formeln selbst eine Verdrehungsgröße enthalten ist. Nach dem Verfahren von Sulzberger können im Gegensatz zu Fröhlich die beiden Widerstände getrennt, und zwar in Abhängigkeit von einem bestimmten Verdrehungswinkel berechnet werden. Hierauf sind die besonderen Vorteile der Berechnungsweise von Sulzberger gegenüber den Formeln von Fröhlich und anderen Verfahren zurückzuführen.

1. Die Bedingungsgleichung für die Standsicherheit.

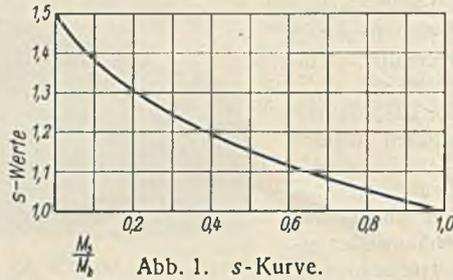
Die Bedingungsgleichung für die Standsicherheit eines Fundamentes lautet:

$$(1) \quad M = M_s + M_b \geq s M_u,$$

es bedeutet:

- M_s . . . das Reaktionsmoment aus der seitlichen Einspannung im Erdreich,
- M_b . . . das Reaktionsmoment aus dem Sohlenwiderstand,
- M_u . . . das der Belastung entsprechende Umsturzmoment,
- s . . . einen Faktor zur Erhöhung der Standsicherheit.

Sulzberger wählt diesen Faktor entsprechend dem Verhältnis $M_s : M_b$ nach der in Abb. 1 dargestellten Kurve. Überwiegt der Einfluß der seitlichen Einspannung gegenüber dem Sohlenwiderstand, so ist es nicht erforderlich, einen besonderen Sicherheitsfaktor zur Erhöhung der Standsicherheit einzuführen, da die seitlichen Erdmassen bei einer Überschreitung der zulässigen Belastung den Umsturz zunächst verhindern, während bei Fundamenten, deren Standsicherheit vorwiegend oder ganz auf der Eigengewichtsstabilität beruht, bei Anwachsen der Belastung ein plötzlicher Umsturz erfolgen wird, so daß es erforderlich erscheint, die Standsicherheit dieser Fundamente durch einen Sicherheitsfaktor zu erhöhen.



Durch das Verhältnis $M_s : M_b$ sind demnach bis zu einem gewissen Grade Richtlinien für die Bemessung von Blockfundamenten gegeben, indem zweckmäßig die Fundamentabmessungen so festgelegt werden, daß der Einspannungswiderstand gegenüber dem Sohlenwiderstand möglichst groß wird. Trotzdem wird bei abgestuften Fundamenten in den meisten Fällen die Standsicherheit durch einen Faktor erhöht werden müssen, weil der Einspannungswiderstand bei diesen Fundamenten im allgemeinen selbst bei größter wirtschaftlich zulässiger Tiefe der Fundamente infolge der geringen Druckfestigkeit des angestampften Erdreichs oberhalb der Stufe im Verhältnis zum Sohlenwiderstand klein ist. Nur bei Masten von geringer Höhe und kleinen Spitzenzügen wird das angreifende Moment maßgebend durch die seitliche Einspannung aufgenommen werden können, so daß auf einen besonderen Sicherheitsfaktor verzichtet werden kann. Höchstspannungsmaste hingegen erfordern stets abgestufte Fundamente mit erhöhter Sicherheit, da bei derartigen schweren Konstruktionen die Standsicherheit der Fundamente in erster Linie auf der Stabilität der senkrechten Lasten beruht.

2. Das Reaktionsmoment M_s .

Die Bestimmung des seitlichen Reaktionsmomentes bedingt bei abgestuften Blockfundamenten erhebliche Rechenarbeit, wenn angenommen wird, daß die Baugrundziffer für das angestampfte Erdreich mit zunehmender Tiefe wächst. Eine Vereinfachung des Rechnungsganges tritt ein, wenn folgende Voraussetzungen gelten:

Die Baugrundziffer für das Erdreich oberhalb der Stufe nehme entsprechend Abb. 2b bis zur Tiefe $\frac{t_0}{2}$ nach dem Gesetz zu: $C = \frac{C_0 \cdot y}{t_0 - y}$.

In der Tiefe $\frac{t_0}{2}$ soll diese Baugrundziffer also den Wert C_0 erreichen und von da bis zur

Stufenoberkante unveränderlich bleiben. Diese Annahme ist berechtigt, da das Erdreich oberhalb der Stufe angestampfter Boden ist, dessen Druckfestigkeit in der Nähe der Erdoberfläche sehr klein ist und bis zu einer gewissen Tiefe zunimmt, dann aber konstant bleiben wird.

Das Erdreich seitlich der Stufe besitzt mit Rücksicht auf die annähernd gleichbleibende Druckfestigkeit für die ganze Stufenhöhe t_u ebenfalls eine unveränderliche Baugrundziffer C_u .

Es wird ferner angenommen, daß der Drehpunkt D für das Moment M_s in der Höhe der Oberkante der Stufe liegt.

Unter den gemachten Voraussetzungen ergeben sich bei der Drehung des Fundamentes geradlinig begrenzte Querschnitte der Pressungskörper oberhalb und unterhalb des Drehpunktes. Die Inhalte der Pressungskörper entsprechen horizontal gerichteten Kräften, für welche die Gleichung $\Sigma H = 0$ Gültigkeit hat, wobei allerdings Bedingung ist, daß die am Fundament angreifende Querkraft durch die Reibung zwischen dem Erd-

reich und den Fundamentwandungen aufgenommen wird. Die den Pressungskörpern entsprechenden Kräfte bilden also ein Kräftepaar, welches gleich dem Einspannungsmoment M_s ist. Unter Berücksichtigung der in Abb. 2 eingetragenen Bezeichnungen sind die Inhalte der Pressungskörper durch die Gleichungen gegeben:

$$(2) \quad V_o = \frac{C_o \cdot \text{tg} \alpha \cdot b_o \cdot t_o^2}{4}, \quad V_u = \frac{C_u \cdot \text{tg} \alpha \cdot b_u \cdot t_u^2}{2}$$

Mithin gilt:

$$C_o \cdot \text{tg} \alpha \cdot b_o \cdot t_o^2 = 2 \cdot C_u \cdot \text{tg} \alpha \cdot b_u \cdot t_u^2$$

oder

$$t_o^2 \cdot C_o \cdot b_o = 2 \cdot t_u^2 \cdot C_u \cdot b_u$$

Da ferner $t = t_o + t_u$ ist, so folgt aus vorstehender Gleichung:

$$t^2 - 2t_u \cdot t + t_u^2 \left(1 - 2 \cdot \frac{C_u}{C_o} \cdot \frac{t_u}{t_o}\right) = 0$$

Wird der Klammerausdruck gleich u gesetzt, so lassen sich folgende Wurzelwerte für t_u entwickeln:

$$(3) \quad t_u = \frac{t}{u} \cdot (1 \pm \sqrt{1-u})$$

Hierbei ergeben sich nur für die Differenz des Klammerausdrucks brauchbare Werte. Der Wert t_u gibt die Lage des Drehpunktes für das Einspannungsmoment an. Mithin ist:

$$(4a) \quad \left\{ \begin{aligned} M_s &= \frac{C_o \cdot \text{tg} \alpha \cdot b_o \cdot t_o^2}{4} \cdot \frac{t_o}{2} + \frac{C_u \cdot \text{tg} \alpha \cdot b_u \cdot t_u^2}{2} \cdot \frac{2t_u}{3} \\ M_s &= \text{tg} \alpha \cdot C_u \cdot b_u \cdot \left(\frac{1}{\frac{C_u}{C_o} \cdot \frac{b_u}{b_o}} \cdot \frac{t_o^3}{8} + \frac{t_u^3}{3} \right) \end{aligned} \right.$$

Wird nun in Gl. 3 $t_u = t \cdot v$ gesetzt, so folgt:

$$M_s = \text{tg} \alpha \cdot C_u \cdot b_u \cdot t^3 \cdot \left(\frac{(1-v)^3}{\frac{C_u}{C_o} \cdot \frac{b_u}{b_o}} \cdot \frac{1}{8} + \frac{v^3}{3} \right)$$

oder

$$(4b) \quad M_s = \text{tg} \alpha \cdot C_u \cdot b_u \cdot t^3 \cdot w$$

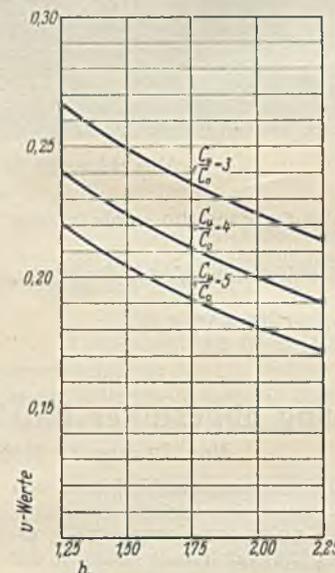


Abb. 3. v-Kurven.

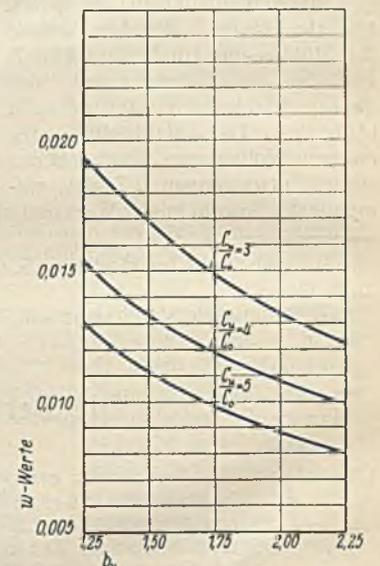


Abb. 4. w-Kurven.

Um den Rechnungsgang zur Bestimmung des Einspannungsmomentes zu erleichtern, sind in Abb. 3 u. 4 für die Werte v und w der Gl. 3 u. 4b Kurven gezeichnet und zwar entsprechend den am häufigsten vorkommenden Bodenarten für die Verhältnisse $\frac{C_u}{C_o} = 3, 4$ und 5 und in Abhängigkeit von den Werten $\frac{b_u}{b_o} = 1,25$ bis 2,25.

Die Breite b_o des Fundamentes richtet sich nach der Mastbreite. Bei einem bestimmten Breitenverhältnis ist also auch die Stufenbreite gegeben. Sie muß jedoch in Einklang gebracht werden mit der Stufenhöhe, indem letztere zweckmäßig so groß sein muß wie die Auskragung der Stufe, wenn ein Abreißen derselben verhindert werden soll. Dieser Bedingung kann mit Hilfe der v -Kurven durch Probieren und ohne große Rechenarbeit leicht entsprochen werden. Wird die Stufenhöhe niedriger gewählt, so sind nach Abb. 5 entweder Vouten oder Eiseneinlagen zur Verstärkung vorzusehen.

3. Das Reaktionsmoment M_b .

Bei der Verdrehung eines Fundamentes um einen Winkel, dessen Tangente = 0,01 ist, ergibt sich unter der Fundamentsohle eine dreieckförmige Druckverteilung. Es bildet sich also an dieser Stelle in gleicher Weise wie an den Seitenflächen ein Pressungskeil, dessen Inhalt nach Abb. 2 den Wert hat:

$$V_b = \frac{\text{tg } \alpha \cdot C_b \cdot z^2 \cdot b_u}{2}$$

Hierbei ist C_b die Bettungsziffer des Erdreichs, die nach Sulzberger den 1,2fachen Wert der Baugrundziffer C_u besitzt. z ist die Seitenlänge des Pressungskeils im Querschnitt. Die durch den Pressungskeil dargestellte Reaktionskraft ist gleich der Summe der senkrecht wirkenden Lasten, da auch die Gleichgewichtsbedingung $\Sigma V = 0$ durch die am Fundament wirkenden senkrechten Kräfte erfüllt sein muß. Die Reaktionskraft bildet mit den senkrechten Lasten ein Kräftepaar, welches gleich dem Reaktionsmoment des Sohlenwiderstandes ist. Entsprechend Abb. 2 gilt also die Bedingung:

$$\Sigma G = \frac{\text{tg } \alpha \cdot C_b \cdot z^2 \cdot b_u}{2}$$

woraus folgt:

$$z = \sqrt{\frac{2 \Sigma G}{\text{tg } \alpha \cdot C_b \cdot b_u}}$$

Die Gleichung zur Berechnung des Reaktionsmomentes lautet mithin:

$$(5) \quad M_b = \Sigma G \left(\frac{a_u}{2} - \frac{s}{3} \right) = \Sigma G \left(\frac{a_u}{2} - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\frac{2 \Sigma G}{\text{tg } \alpha \cdot C_u \cdot b_u}} \right)$$

Hat das Fundament quadratischen Querschnitt, so ist $a_u = b_u$. Das gesamte Reaktionsmoment ergibt sich durch Addition von $M_s + M_b$. Bietet dieses Gesamtmoment dem angreifenden Moment aus der Belastung hinreichenden Widerstand, so ist die Standsicherheit des Fundamentes gewährleistet. Es ist also nach dem Verfahren von Sulzberger, und dies gilt auch für die Berechnungsweise von Fröhlich, nicht erforderlich, die größten Kantenpressungen zu berechnen, da nach beiden Verfahren die Standsicherheit der Fundamente nach dem Verdrehungswinkel bemessen wird und von den Kantenpressungen unabhängig ist.

Von besonderer Bedeutung für die Standsicherheit ist die richtige Beurteilung der Baugrundziffer des betreffenden Erdreichs. Dieselbe entspricht demjenigen Druck in kg, unter dessen Einwirkung eine senkrecht dazu stehende Fläche von 1 cm² 1 cm tief in den Erdboden eindringt. Sulzberger gibt in seinen Veröffentlichungen für verschiedene Bodenarten die Werte der Baugrundziffern an. Dieselben sind auf Grund von Versuchen ermittelt, welche mit Meßvorrichtungen aus runden Stempeln von wahlweise 30, 40 und 113 cm² Querschnitt ausgeführt wurden. Es wurde dabei der auf den Stempel ausgeübte Druck und sein Eindringen in das Erdreich gemessen, woraus sich durch einfache Rechnung die Baugrundziffer ergab. Der Verfasser hat nun auf Grund von umfangreichen Versuchen festgestellt, daß Pfeiler verschiedenartigen und auch verschieden großen Querschnitts bei dem gleichen Einheitsdruck verschieden große Eindringungstiefen besitzen. Die Senkungen von runden Stempeln verhalten sich angenähert bei gleichem Fundament- und Einheitsdruck wie die Durchmesser der kreisförmigen Grundflächen. Es müssen demnach für das gleiche Erdreich in derselben Tiefe verschieden große Baugrundziffern sich ergeben, wenn für die Feststellung der Baugrundziffer Stempel verschieden großen Querschnitts verwendet werden. Aus diesem Grunde erachtet der Verfasser es für erforderlich, daß durch die hierfür maßgebenden Stellen ein bestimmter Stempelquerschnitt als Einheitsquerschnitt festgesetzt wird, welcher bei der Bestimmung von Baugrundziffern zu berücksichtigen ist.

Die von Sulzberger veröffentlichten Werte der Baugrundziffern beziehen sich auf eine Tiefe von 2,00 m. In der Tiefe y ist nach den Ergebnissen der Schweizer Versuche mit einer Baugrundziffer $C_y = C \cdot \frac{y}{2}$ zu rechnen. Diese Beziehung hat auch bei der praktischen Anwendung der hier entwickelten Formeln Gültigkeit, wenn die auf Grund der Versuche für 2,00 m Tiefe ermittelten Baugrundziffern übernommen werden. Ist also für das in Abb. 5 dargestellte Fundament die Baugrundziffer $C = 3,5 \text{ kg/cm}^3$, so muß für das Erdreich seitlich der Stufe mit einem Werte $C_u = 3,5 \cdot \frac{3,2}{2,0} \approx 5,5 \text{ kg/cm}^3$ gerechnet werden. Für den Boden seitlich des Sockels würde in 1,4 m Tiefe die Baugrundziffer $C_o = 3,5 \cdot \frac{1,4}{2,0} = 2,45 \text{ kg/cm}^3$ zu berücksichtigen sein, wenn das Fundament gegen gewachsenen Boden gestampft werden könnte. Da dies jedoch nicht der Fall ist, sondern nach Herstellung des Fundamentes der Boden oberhalb der Stufe eingefüllt und gestampft wird, so muß eine Verringerung der Bodenfestigkeit in Betracht gezogen werden. Die Baugrundziffer C_o ist also nicht nur abhängig von der Baugrundziffer C , sondern im besonderen auch von dem Maß der Verringerung der Druckfestigkeit des Bodens. Wird angenommen, daß sich die Druckfestigkeit dieses Erdreichs um die

Hälfte vermindert, so ergibt sich demnach im vorliegenden Fall das Verhältnis der Baugrundziffern zu $\frac{C_u}{C_o} = \frac{5,5}{1,25} \approx 4,5$. Die Verminderung der Druckfestigkeit des angestampften Erdreichs seitlich des Sockels muß demnach auch bei der Wahl des Verhältnisses $\frac{C_u}{C_o}$ entsprechend beachtet werden.

4. Beispiele.

1. Es soll das Fundament eines 38,00 m langen Mastes einer Höchstspannungsleitung berechnet werden, dessen Spitzenzug 20 000 kg beträgt. Die Baugrundziffer C_u betrage 5,5 kg/cm³. Nach obiger Überlegung soll das Verhältnis $\frac{C_u}{C_o} = \frac{5,5}{1,25} \approx 4,5$ berücksichtigt werden. Die Abmessungen des Fundamentes sind in Abb. 5 eingetragen. Es ist $\frac{b_u}{b_o} = \frac{6,3}{4,3} = 1,47$, mithin

$$v = \frac{v_1 + v_5}{2} = \frac{0,227 + 0,208}{2} = 0,217,$$

$$w = \frac{w_1 + w_5}{2} = \frac{0,0138 + 0,0115}{2} = 0,0126,$$

mithin $t_u = 0,217 \cdot 360 = 78 \text{ cm}$.

Da $\frac{b_u - b_o}{2} = 1,00 \text{ m}$ ist, also $> t_u$, so muß das Fundament durch eine Voute oder durch Eiseneinlagen verstärkt werden.

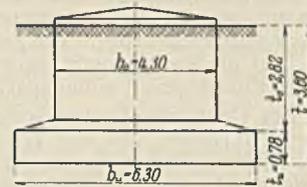


Abb. 5.

Das Reaktionsmoment aus der seitlichen Einspannung ist:

$$M_s = \text{tg } \alpha \cdot C_u \cdot b_u \cdot t^3 \cdot w = 0,01 \cdot 5,5 \cdot 6,30 \cdot 360^3 \cdot 0,0126 = 20\,500\,000 \text{ cmkg.}$$

Die Bettungsziffer ist $C_b = 1,2 \cdot 5,5 = 6,6 \text{ kg/cm}^3$. Die gesamten senkrecht wirkenden Lasten betragen: $G = 325\,000 \text{ kg}$, mithin ist das Moment aus dem Sohlenwiderstand:

$$M_b = \Sigma G \cdot \left(\frac{b_u}{2} - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\frac{2 \Sigma G}{\text{tg } \alpha \cdot C_u \cdot b_u}} \right) = 325\,000 \cdot \left(315 - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 325\,000}{0,01 \cdot 6,6 \cdot 630}} \right) = 89\,000\,000 \text{ cmkg.}$$

Das Gesamtmoment ist demnach

$$M_s + M_b = 20\,500\,000 + 89\,000\,000 = 109\,500\,000 \text{ cmkg.}$$

Das angreifende Moment beträgt $M = 20\,000 \cdot 4078 = 81\,560\,000 \text{ cmkg}$.

Da $\frac{M_s}{M_b} = 0,23$ ist, so muß das Fundament eine erhöhte Standsicherheit erhalten. Dieselbe ergibt sich aus der Kurve (Abb. 1) zu $s = 1,27$. Das Umsturzmoment ist demnach $M \cdot s = 81\,560\,000 \cdot 1,27 = 104\,000\,000 \text{ cmkg}$. Es ist also kleiner als das gesamte Reaktionsmoment, so daß die gewählten Fundamentabmessungen genügen.

2. Es soll das Fundament für einen Abspannmast von 4360 kg Zug und 13,00 m Länge über Erde berechnet werden. Das Beispiel ist dem Buch von Tänzer, „Eiserne Gittermaste für Starkstromfreileitungen“ entnommen. Tänzer hat das Fundament zu diesem Mast nach Fröhlich berechnet und bei einer Fundamenttiefe von 2,50 m eine Stufenbreite von 2,80 m ermittelt. Die Breite des Sockels ist 1,60 m, so daß die Auskrägung der Stufe 0,60 m beträgt. In Übereinstimmung hiermit hat Tänzer die Höhe der Stufe mit ebenfalls 0,60 m festgesetzt.

Die von Tänzer ermittelten Abmessungen sollen für die hier durchgeführte Berechnung übernommen werden. Lediglich die Stufenhöhe wird der errechneten Höhenlage des Drehpunktes angepaßt.

Die Baugrundziffer in 2,25 m Tiefe betrage $C_u = C \cdot \frac{2,25}{2} = 5 \cdot \frac{2,25}{2} = 5,62 \text{ kg/cm}^3$. Die Baugrundziffer C_o in 1,00 m Tiefe soll mit 50% des Wertes berücksichtigt werden, welcher sich nach Sulzberger für den gewachsenen Boden ergibt: $C_o = C \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{50}{100} = 1,25 \text{ kg/cm}^3$. Mithin ist

$\frac{C_u}{C_o} = 4,5$. Das Breitenverhältnis ist $\frac{b_u}{b_o} = 1,75$. Aus den v - und w -Kurven ergeben sich dann folgende Werte: $v = 0,201$, $w = 0,011$. Das Reaktionsmoment für die seitliche Einspannung hat demnach den Wert:

$$M_s = 0,01 \cdot 5,62 \cdot 280 \cdot 250^3 \cdot 0,011 = 2\,700\,000 \text{ cmkg.}$$

Die gesamten senkrechten Lasten betragen 42 000 kg. Die Bettungsziffer ist $C_b = 1,2 \cdot 5,62 = 6,75 \text{ kg/cm}^3$. Mithin ergibt sich aus dem Sohlenwiderstand das Reaktionsmoment:

$$M_b = 42\,000 \cdot \left(140 - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 42\,000}{0,01 \cdot 6,75 \cdot 280}}\right) = 4\,950\,000 \text{ cmkg.}$$

Das gesamte Reaktionsmoment ist also $M_s + M_b = 7\,650\,000 \text{ cmkg.}$

Das angreifende Moment beträgt nach Tänzer $M = 6\,585\,000 \text{ cmkg.}$ Da $M_s : M_b = 0,553$ ist, so muß eine $s = 1,13$ fache Standsicherheit vorhanden sein. Das Umsturzmoment hat also den Wert $M_u = M \cdot s = 7\,450\,000 \text{ cmkg}$ und ist kleiner als das widerstehende Moment $M_s + M_b = 7\,650\,000 \text{ cmkg.}$

Die gewählten Fundamentabmessungen genügen also auch der hier gegebenen Berechnungsweise.

Die Stufenhöhe ergibt sich rechnerisch zu $t_u = t \cdot v = 0,50 \text{ m.}$ Da die Stufenauskragung $0,60 \text{ m}$ beträgt, so muß auch bei diesem Fundament eine Voute vorgesehen werden.

Die größten Bodenpressungen ergeben sich auf Grund folgender Berechnung:

a) für das seitliche Erdreich:

$$p_o = \text{tg } \alpha \cdot \frac{t_o}{2} \cdot C_o = 1,25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$p_u = \text{tg } \alpha \cdot t_u \cdot C_u = 2,81 \text{ kg/cm}^2.$$

b) für das Erdreich unter der Fundamentsohle:

$$p_b = \text{tg } \alpha \cdot z \cdot C_b,$$

$$z = \sqrt{\frac{2 \cdot C}{\text{tg } \alpha \cdot C_b \cdot b_u}} = 66,5 \text{ cm,}$$

also

$$p_b = 0,01 \cdot 66,5 \cdot 6,75 = 4,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Kantenpressung p_b überschreitet demnach die amtlich zugelassenen Werte der Bodenbeanspruchungen. Trotzdem ist das Fundament als standsicher anzusehen, da hierfür die in Rechnung gesetzte zulässige Verdrehung des Fundamentes maßgebend ist.

Verschiedenes.

Befreiung vom Gerichtskostenvorschub. Aus Anlaß meines im Stahlbau 1932, Heft 6 erschienenen Prozeßkostenaufsatzes sind mannigfach Stimmen aus dem Leserkreise laut geworden, die in Verbindung mit der täglichen Erfahrung der Gerichte zeigen, daß die Möglichkeit zur Befreiung von der Vorschubpflicht kaum je benutzt wird, also so gut wie unbekannt ist. „Lasset alle Hoffnung hinter Euch!“ Das ist wohl der Weisheit letzter Schluß bei fast allen, die ihr Recht erzwingen müssen und nicht gerade auf das Armenrecht Anspruch haben. Die Zeitlage ist aber wahrlich nicht dazu angetan, auf ein Recht darum zu verzichten, weil man den Kostenvorschub nicht schnell genug aufbringen kann.

Nach § 74, Abs. 4 des Deutschen Gerichtskostengesetzes kann das Gericht zur Vermeidung von Härten von der Vorschubpflicht absehen, wenn 1. sie dem Kläger Schwierigkeiten bereiten, z. B. sein Hauswesen oder Geschäft benachteiligen, oder 2. er durch Verzögerung schwer ersetzbaren Schaden leiden würde (z. B. Verjährungsfrist ist zu wahren oder der Gegner will ins Ausland). „Glaubhaftmachung“ genügt. Man kann sich dazu „aller Beweismittel, mit Ausnahme der Eideszuschlebung, bedienen, auch zur Versicherung an Eides Statt zugelassen werden. Doch ist eine Beweisaufnahme, die nicht sofort erfolgen kann, unstatthaft“ (§ 294 ZPO.). Im Fall zu 2. bedarf es dazu sogar nur einer „Erklärung“ des prozeßbevollmächtigten Anwalts.

Die Glaubhaftmachung ist eine Art Beweisführung, die durch Freiheit der Formen und einen geringeren richterlichen Überzeugungsgrad erleichtert ist, aber infolge des Gebots sofortiger Beweisaufnahme sich oft umständlicher, ja schwieriger gestaltet. Die — schriftliche oder im Termin auch mündliche — eidesstattliche Versicherung (gegenüber dem Gericht!) ist das weitaus gebräuchlichste Mittel. Wichtig sind auch Urkunden (Bescheinigungen, Schriftwechsel, notarielle Protokolle, Akten), schriftliche wie mündliche Auskünfte von Zeugen und Sachverständigen. Sie brauchen nicht beeidigt, müssen aber ohne Vertagung vernommen werden können und sind von der Partei zu stellen; doch kann das Gericht sie auch zu einer Verhandlung laden. Ebenso dürfen Urkunden nicht herbeigeschafft werden müssen, wie denn überhaupt bloßes Erbleiten zur Glaubhaftmachung nicht genügt: was nicht „zur Hand“ ist, bleibt unbeachtet. Im Verfahren wie auch in der Bewertung der Beweismittel ist das Gericht völlig frei: eine letzte Überzeugung auf Grund restloser Prüfung aller Erkenntnisquellen verlangt das Gesetz nicht.

Gegen den die Befreiung ablehnenden Beschluß ist Beschwerde, dann aber keine weitere Beschwerde zulässig. Dem Gegner aber steht gegen den die Befreiung aussprechenden Beschluß kein Rechtsmittel zu.
Amtsgerichtsrat Dr. Karl Ludwig Schimmelbusch.

Schwingungserscheinungen an amerikanischen Hochhäusern. P. Byerly, J. Hester und K. Marshall stellten an 15 Hochhäusern in San Francisco Untersuchungen über Schwingungserscheinungen an. Zu ihren Beobachtungen benutzten sie einen von Prof. E. E. Hall von der California-Universität konstruierten Registrierapparat, einen 3-Komponenten-Selsmographen.

Bei einigen der untersuchten Gebäude ergab sich die Tatsache, daß außer der Grundschwingung noch eine andere von kürzerer Schwingungsdauer auftrat und daß in gewissen Fällen eine deutliche vertikale Schwingungskomponente festzustellen war.

Über die Größe der Schwingungsmplituden werden keine Einzelangaben gemacht; es wird nur festgestellt, daß die Amplituden in keinem Falle größer als $0,2 \text{ mm}$ waren. Die Schwingungsdauer lag in allen Fällen unter 2 sec. Traten außer der Grundschwingung noch sekundäre Schwingungen oder Harmonische auf, so erreichten deren Periodenwerte von $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{10}$ der Periode der Grundschwingung. In einem Falle konnte bei zwei unmittelbar aneinanderstoßenden Gebäuden in Richtung der Straßenfront gleiche Schwingungsdauer festgestellt werden, was darauf schließen läßt, daß beide Gebäude als Ganzes vibrierten. Zu beachten ist, daß die auf Erschütterungen durch den Verkehr zurückzuführenden Schwingungen eine weit höhere Frequenz hatten als die Grundschwingung. Die an mehr als der Hälfte der untersuchten Bauwerke beobachteten Vertikal-Schwingungen hatten Perioden zwischen $0,04$ und $0,58 \text{ sec.}$ In der folgenden Tafel sind die Versuchsergebnisse zusammengestellt.

Gebäude	Grundrißabmessungen m	Höhe		Schwingungsdauer		vertikal sec
		m	Stockwerke	N-S-Richtung sec	O-W-Richtung sec	
450 Sutter St.	42,1-48,8	103,6	26	1,2	1,4	—
Shell Bldg., Bush u. Battery St.	35,7-41,8	121,6	29	1,80	1,85	—
Russ Bldg., Montgomery, Pine u. Bush St.	83,8-50,6	132,6	33	1,71 0,78 0,08 ¹⁾	1,89 0,85 0,17 0,06 ¹⁾	0,28 0,05 —
Hunter-Dulin Bldg., Sutter u. Montgomery St.	30,5-48,8	94,2	24	1,48 0,49 0,05	1,33 0,15 0,09 ¹⁾	— — —
Mark Hopkins Hotel	58,8-52,1	78,5	19	1,27 0,14	0,95	0,21 0,05
William Taylor Hotel	41,9-41,9	99,1	28	1,34	1,32 0,57	0,04 —
Alexander Bldg., Bush u. Montgomery St.	21,1-18,3	68,3	15	1,23 0,39	1,32 0,41	— —
Sir Francis Drake Hotel	35,4-42,1	85,9	23	1,49	1,82 1,29	0,51 —
Bank of America	24,9-14,6	55,2	15	1,64 0,90 0,50 0,07 ¹⁾	1,41 0,90 0,43	0,52 0,07 ¹⁾ —
Pacific Gas u. Electric Co. Bldg.	41,9-41,9	79,9	17	1,50 0,90	1,28 0,55	— —
Matson Bldg.	40,5-40,5	97,5	17	1,44 1,21	1,26	0,53
Insurance Center Bldg.	62,8-25,6	62,8	16	1,41 0,20	1,07 0,48	— —
De Young Bldg.			16	1,53 0,59 0,17	1,36 0,90 0,15	0,55 0,08 ¹⁾ —
Western States Life Bldg.	27,4-19,2	63,1	15	1,03 0,18	1,33 0,16	— —
City Hall					0,65	—

¹⁾ Schwingungen infolge von Verkehrs-Erschütterungen.

(Aus Eng. News Rec. vom 23. Juni 1932.)

INHALT: Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht bei Verbindungen von Schweißisen mit Schweißisen oder Flußstahl. — Wohnhausbau in vierzig Arbeitstagen. — Die Berechnung abgestufter Blockfundamente für Freileitungsmaste. — Verschiedenes: Befreiung vom Gerichtskostenvorschub. — Schwingungserscheinungen an amerikanischen Hochhäusern.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.