

Abdeckung der Fahrbahn erfolgt durch Kleinpflaster von 8 cm Stärke in trockenem Mörtel, die der Fußwege durch 8 cm starke Eisenbetonplatten und einen Härtebeton-Überzug mit Duromitzusatz.

Die Hohlräume zwischen den Fußwegplatten und den Querträgern dienen zur Überführung von Kabelleitungen, während zur Überführung von Gas- und Wasserleitungen in den Querträgern je zwei kreisförmige Aussparungen vorgesehen sind.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion einschließlich Stahlgußlager beträgt etwa 300 t.

Als Belastungen waren zu berücksichtigen:

- a) Ständige Last.
 - Abdeckung der Fahrbahn . . . = 810 kg/m²
 - Abdeckung der Fußwege . . . = 220 kg/m²
 - Gas- und Wasserleitungen . . . = 400 kg je m Brückenlänge
 - Kabelleitungen = 100 kg „ m

- b) Verkehrslast.
 - Dampfwalze von 23 t Gewicht
 - Lastkraftwagen von 9 t Gewicht
 - Menschengedränge = 470 kg/m²

c) Zugelassene Beanspruchungen.

Zug- und Biegebeanspruchungen	Hauptkräfte kg/cm ²	Haupt- und Zusatzkräfte kg/cm ²
Haupt-Fahrbahn- und Fußwegträger		
St 37	1400	1600
St 52	2100	2400
Wind- und Querverbände		
St 37	1200 kg/cm ²	
St 52	1800 kg/cm ²	

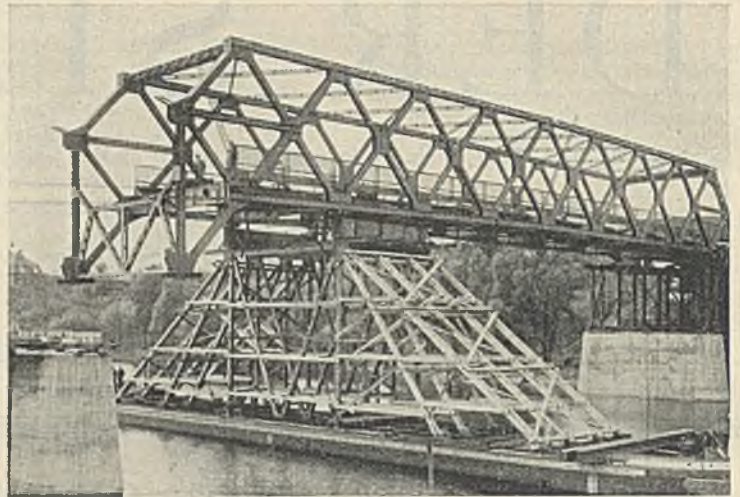


Abb. 4. Einfahren der an Land zusammengebauten Mittelöffnung und einer Seitenöffnung mit Hilfe eines Oderkahnes.

Seitenöffnungen eingerüstet werden. Die auf dem Damm zusammengebaute Brücke wurde zunächst mittels vier Verschiebewagen so weit vorgefahren, daß das wasserseitige Brückende in der üblichen Art auf den mit der Holzrüstung versehenen Kahn aufgelegt werden konnte. Das Einfahren des einseitig auf dem Kahn ruhenden Überbaues erforderte die Zeit von 35 Minuten. Nachdem der Überbau auf die Pfeiler abgesetzt war, erfolgte die Montage des noch einzubauenden zweiten Kragarmes.

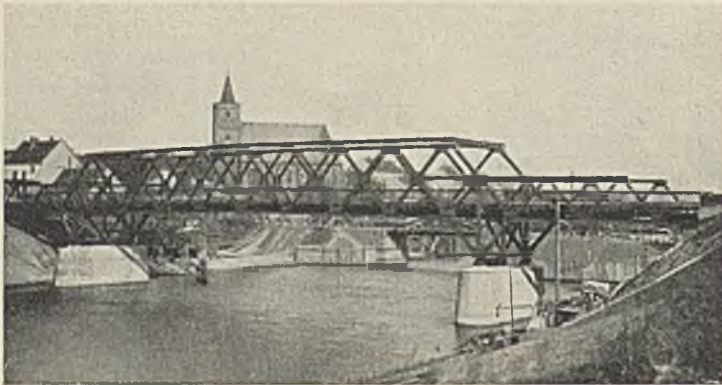


Abb. 5. Ansicht der fertiggestellten Brücke.



Abb. 6. Durchblick durch die neue Oderdeichbrücke.

Um den Einbau von Montagerüstungen in die Mittelöffnung zu vermeiden, wurde die Stahlkonstruktion der Mittelöffnung und einer Seitenöffnung an einer Uferseite auf dem Damm zusammengebaut, um sie unter Verwendung eines Breslauer Maßkahnes von 500 t Tragkraft in der Brückenlängsrichtung einzufahren (Abb. 4). Zu diesem Zwecke mußten die beiden

Die Abb. 5 u. 6 vermitteln Längsansicht und Durchblick durch den fertiggestellten Überbau.

Die sämtlichen Baustellenarbeiten wurden unter der Aufsicht des Preussischen Neubauamtes für den zweiten Schleusenabstieg in Fürstenberg (Oder) ausgeführt.

Über die Prüfung von Schweißverbindungen durch Anfräsen oder Röntgenstrahlen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. R. Bernhard, Berlin, und Dr.-Ing. Matting, Wittenberge.

In neuerer Zeit ist in den Fachzeitschriften viel über die Untersuchung von Schweißverbindungen, insbesondere durch Anfräsungen¹⁾ sowie durch Röntgenstrahlen²⁾ veröffentlicht worden. Im folgenden werden kurz Vor- und Nachteile dieser beiden, zur Zeit wohl hauptsächlich in Frage kommenden Untersuchungsverfahren für Schweißverbindungen zusammengestellt, nachdem nunmehr für beide Verfahren praktische Ergebnisse vorliegen.

Das Anfräsen³⁾ ist ein seit langem bekanntes Prüfverfahren. Auch das Anätzen⁴⁾ ist im Zusammenhang mit dem Anfräsen der Metallographie entlehnt. Technische Grobstrukturuntersuchungen mit Röntgenstrahlen sind jedoch erst neueren Datums. Ihre Entwicklungsmöglichkeiten sind noch keineswegs erschöpft.

Die beim Röntgenverfahren zur Zeit in vielen Fällen noch stichprobenweise Untersuchung ist beim Anfräsen in allen Fällen auf Stich-

proben beschränkt. Die Schwierigkeit solcher Stichproben besteht stets darin, überhaupt Fehlstellen aufzufinden, deren Entdeckung daher oft vom Zufall abhängen wird. Eine schlecht ausgeführte Schweißstelle kann äußerlich gut aussehen, ihr minderwertiges Innere mag aber trotzdem dem Prüfer entgehen.

Grundsätzlich sind solche Stichprobenverfahren daher vorzuziehen, deren Einzeluntersuchungen möglichst dicht beieinander liegen können.

A. Das Anfräsen.

Als Vorteil des Anfräsen muß man anführen, daß die Untersuchungen mit Hilfe einer wohl auf jeder Baustelle stets vorhandenen Handbohrmaschine verhältnismäßig leicht durchzuführen sind.

Als Nachteil des Anfräsen wäre zu erwähnen, daß man, wenn auch durch Anfräsen der Naht nur ein Nahtlängenverlust und keineswegs eine Zerstörung des Bauwerks eintritt, diese Anfräsung wohl nur bei solchen Hochbauten in Kauf nehmen darf, bei denen keinerlei dynamische Beanspruchungen auftreten.

B. Das Röntgenverfahren.

Dem Röntgenverfahren sind zur Zeit noch gewisse Grenzen gesetzt.

Als Vorteil ist zu erwähnen, daß durch Aneinanderreihen von Röntgenaufnahmen ohne jegliche Nahtschwächung besonders wichtige Schweißnähte vollkommen durchgeprüft werden können, dem Verfahren

¹⁾ H. Schmuckler, Bemerkungen zu § 10/2 der neueren Schweißvorschriften. Stahlbau 1932, Heft 2, S. 15.

²⁾ Grimm u. Wulff, Vereinfachung von röntgentechnischen Grobstrukturuntersuchungen durch praktische Hilfsmittel. Autogene Metallbearbeitung 1932, Heft 5, S. 65.

³⁾ Vgl. Bardtke, Darstellung der gesamten Schweißtechnik. 2. Aufl., S. 228. VDI-Verlag.

⁴⁾ Memmler, Das Materialprüfwesen. 2. Aufl., S. 136. Verlag von Ferdinand Enke.

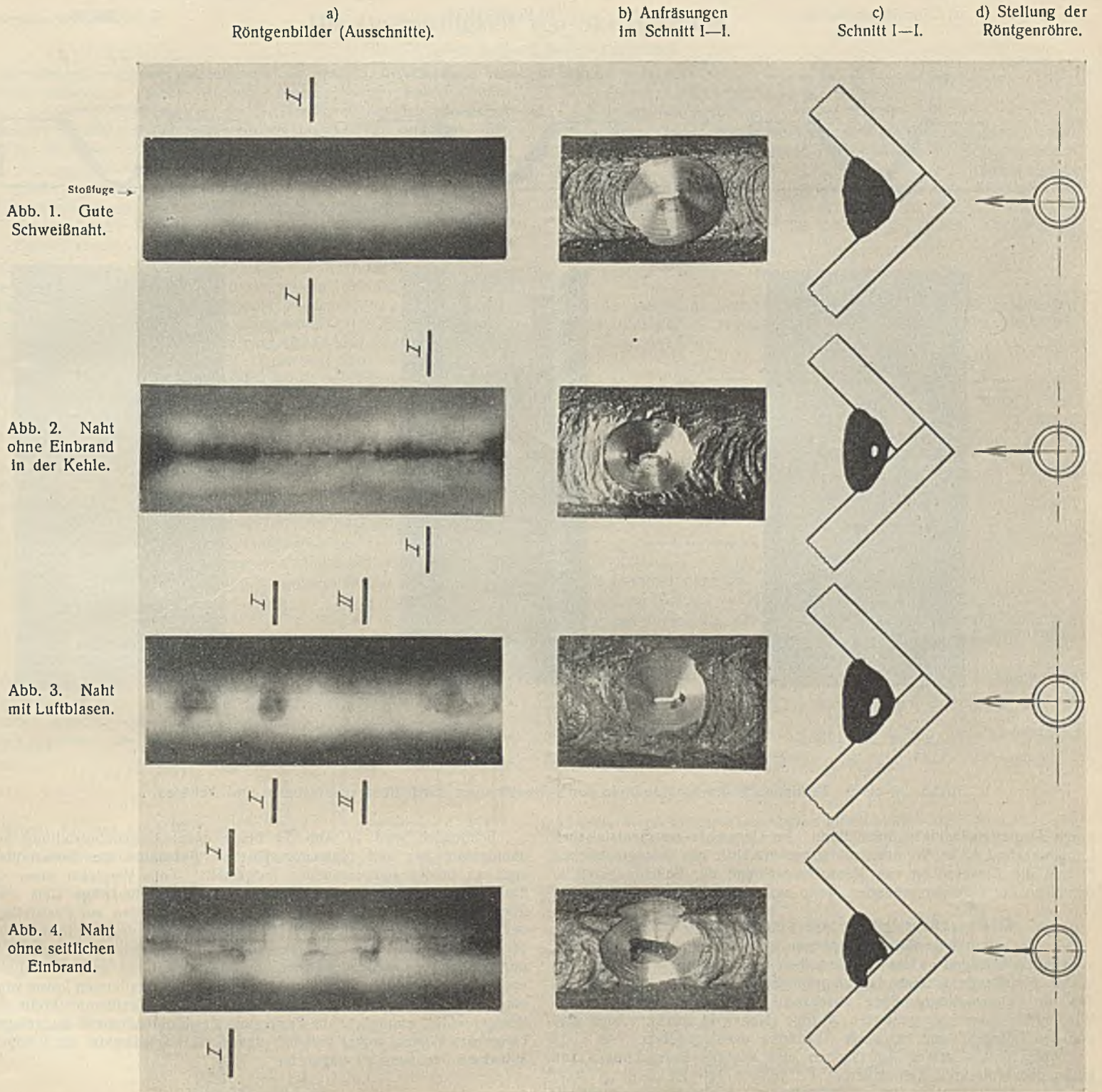


Abb. 1 bis 4. Bestimmung der Güte von Schweißraupen durch Röntgenaufnahmen und Anfräsen.

also der Charakter der Stichprobe im Gegensatz zum Anfräsen völlig genommen werden kann. Der größere Zeitaufwand für die Aufnahme mehrerer Röntgenbilder wird durch die bessere Ausbeute des Prüfbefundes und die dadurch zunehmende Sicherheit ausgeglichen.

Als Nachteil ist hervorzuheben, daß insbesondere das Auswerten der Aufnahmen eine größere Übung erfordert, wodurch sich das Verfahren jedoch von anderen, hochwertigen Prüfarten nicht unterscheidet.

Unmittelbare Beobachtungen auf dem Leuchtschirm ermöglichen mit Hilfe rauchhelmartig ausgebildeter Kopfmasken aus dünnem Bleigummi auch im Freien Durchleuchtungen, jedoch nur bis 20 mm Stahldicke. Bei größeren Dicken bis zu 100 mm Stahl wird eine stichprobenweise Durchleuchtung mit Hilfe röntgenphotographischer Aufnahmen immerhin Aufschluß über eine Nahtbeschaffenheit bis 400 mm Länge ermöglichen. In vielen Fällen, z. B. an wichtigen Knotenpunkten sowie Quer- und Längsträgeranschlüssen, wird eine Schweißnahtlänge von 400 mm kaum überschritten werden.

Allgemein kann gesagt werden, daß es kaum von Bedeutung sein wird, die Einbrandtiefe zu bestimmen, wenn überhaupt feststeht, daß eine

innige Verbindung zwischen Bau- und Zusatzstoff eingetreten ist⁵⁾ Ein Bindefehler, also ein Kleben des Zusatzstoffes am Baustoff, läßt sich im Röntgenbild deutlich nachweisen. Bei einwandfreiem Einbrand, also allmählichem Übergang zwischen Baustoff und Zusatzstoff, ist eine strenge Grenzlinie zwischen beiden im Röntgenbild nicht vorhanden. Nur durch Anätzen läßt sich dieser Übergang feststellen.

Die zahlreichen, bereits durchgeführten Untersuchungen an Bauwerken haben gezeigt, daß irgendwelche Beförderungsschwierigkeiten von Röntgenanlagen in Eisenbahn- oder Lastkraftwagen nicht bestehen. Die Kosten einer Betriebsstunde Schweißnahtdurchleuchtung errechnen sich selbst bei den zur Zeit größten Anlagen ungünstigstenfalls zu 10 RM/h, wobei die Abschreibung der Anlage mit einbegriffen ist⁶⁾. Ein Schutz gegen Röntgenstrahlen und Hochspannung läßt sich u. a. verhältnismäßig einfach

⁵⁾ W. Prox, Erkenntnisse und Erfolge bei der elektrischen Schweißung. Z. d. V d I, 1932, Heft 21.

⁶⁾ Kantner u. Herr, Die Röntgendurchstrahlung im Dampfkesselbetrieb. Zeitschr. des Bayerischen Revisionsvereins 1931, Heft 16, S. 205.

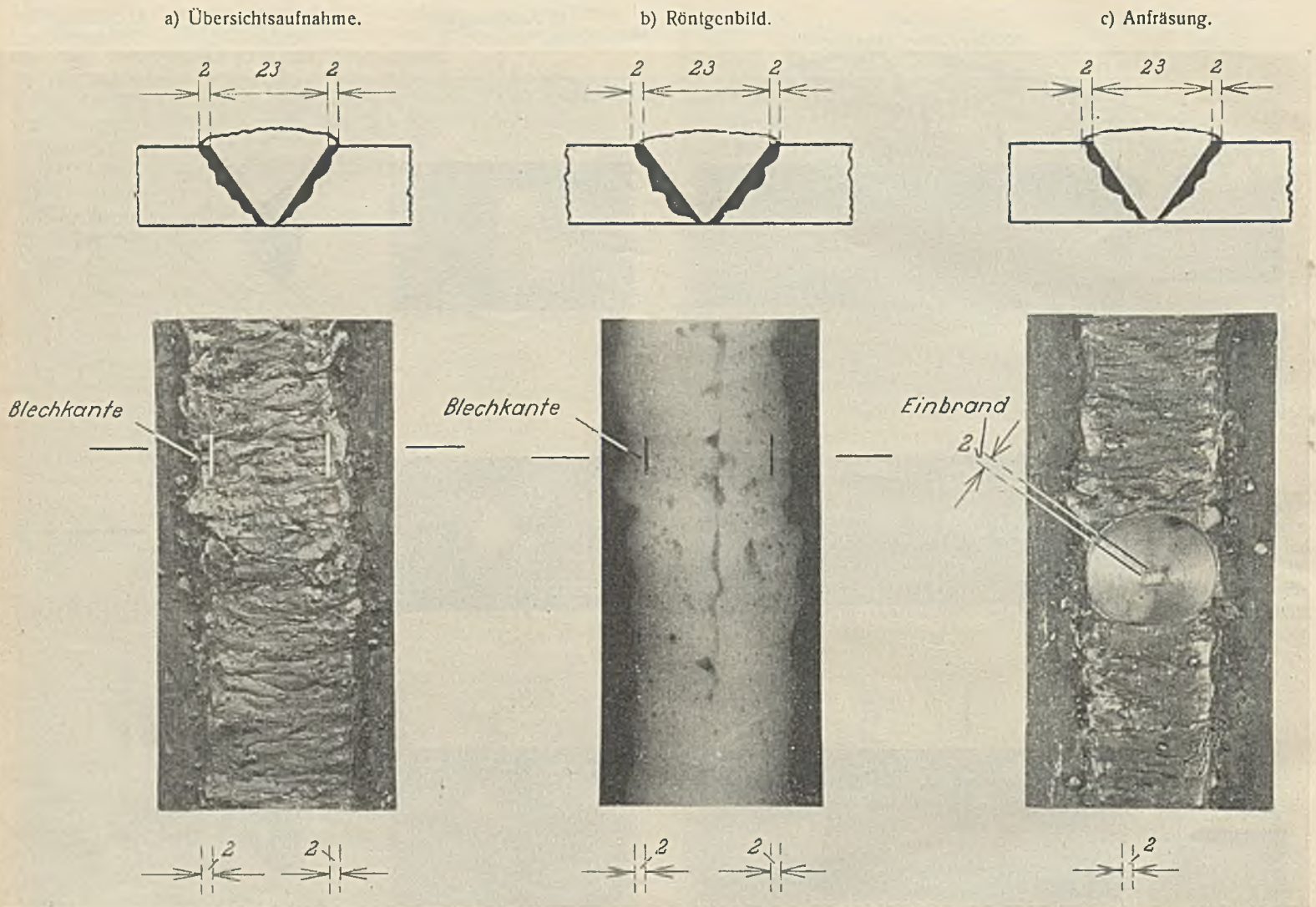


Abb. 5a bis c. Bestimmung der Einbrandtiefe von Schweißraupen durch Röntgenaufnahmen und Anfräsen.

durch Absperrmaßnahmen durchführen. Im Gegensatz zur medizinischen Röntgentechnik ist bei Werkstoffaufnahmen mit Hilfe von photographischen Filmen die Anwesenheit von Menschen während der Belichtungszeit in der Nähe der zu untersuchenden Stelle nicht erforderlich.

C. Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen.

In den nun folgenden Abbildungen wird durch Gegenüberstellung von Untersuchungen an ein und derselben Schweißnaht durch beide Verfahren ein Vergleich ihrer Leistungsfähigkeit ermöglicht. Bemerkte sei, daß die Original-Röntgenfilme wesentlich schärfer ausfallen als es die Wiedergabe ihrer hier gezeigten Abzüge (Negative) zuläßt. Auch sind von den Röntgenfilmen nur kurze Abschnitte wiedergegeben.

Abb. 1 bis 4 zeigen Anfräsungen und Röntgenuntersuchungen von guten und schlechten Kehlnähten.

Über Abb. 1a bis c, die eine einwandfreie Kehlnaht, ausgeführt mit umhüllten Elektroden wiedergeben, ist nur zu bemerken, daß im Röntgenbild die Fuge zwischen den beiden gestoßenen Blechen als waagrecht durchlaufende schwarze Linie erkennbar ist.

In Abb. 2a bis c ist im Scheitel der Kehlnaht keine Bindung eingetreten. Als Vorteil des Röntgenbildes ist zu erwähnen, daß aus der Länge der schwarzen Stellen die Ausdehnung der Bindefehler hervorgeht, während das Fräsbild nur einen verhältnismäßig kleinen Teil wiedergibt.

Abb. 3a bis c zeigt größere Poren innerhalb der Schweißnaht. Eine Anfräsung in Schnitt II—II hätte einwandfreie Schweißung ergeben und zu einem Fehlurteil geführt. Auch hier sind die Poren im Röntgenbild durch schwarze Stellen in ihrer vollen Ausdehnung deutlich erkennbar. Nicht ausgeschlossen ist, daß durch die Anfräsung eine Pore vollkommen entfernt wird, und so die Porosität der Naht überhaupt der Beobachtung entgeht.

Ferner zeigt Abb. 4a bis c einseitig schlechten Einbrand. Auch hier gilt das von Abb. 2 u. 3 Gesagte. Der Röntgenbefund gibt diesen Fehler ganz eindeutig wieder. An dem verschiedenartigen Schwärzungsgrad ist der Charakter der Bindung deutlich wahrnehmbar.

Schließlich wird in Abb. 5a bis c durch Gegenüberstellung von photographischer und röntgenographischer Aufnahme die Einbrandtiefe auch an beiden Raupenrändern festgestellt. Zum Vergleich dient die Einbrandbestimmung durch Anfräsen. Es sind keineswegs stets zwei Röntgenaufnahmen in der Ebene der Blechinnenkanten zur Feststellung des Einbrandes erforderlich; die Bestimmung der Einbrandtiefe mit Hilfe der Anfräsung muß zum mindesten, da das Meßbereich sehr kurz ist, als unzuverlässig bezeichnet werden. In Abb. 5a u. b ist der Abstand der ursprünglichen, oberen Blechkanten, der sich stets bestimmen lassen wird, eingezeichnet. Dieses Maß, verglichen mit der Schweißraupenbreite des Röntgenbildes, ermöglicht die Festlegung des Einbrandes auf die gesamte Länge des Filmes, wobei lediglich dem Strahlungscharakter der Röntgenaufnahme Rechnung zu tragen ist.

Zusammenfassung.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß zur Prüfung von Schweißnähten das Anfräsen, verbunden mit Anätzen in gewissen einfachen Fällen verwendet werden kann, also z. B. bei solchen Hochbauten, wo schädliche Einflüsse infolge geringer oder gar keiner dynamischen Beanspruchung nicht zu fürchten sind. Gelegentlich wird das Anfräsen auch als Ergänzung der Röntgenprüfung in Frage kommen.

Das Röntgenverfahren wird aber bei wichtigen Bauwerken, die schon aus Sicherheitsgründen einer genauesten Prüfung bedürfen, also insbesondere im Brücken- und Fahrzeugbau, geeigneter erscheinen. Anschaffungskosten dürfen, solange die Sicherheit es erfordert, nicht allein maßgebend sein. Die vielseitige Anwendungsmöglichkeit von Röntgenanlagen, auch für die Untersuchung von Nieten, ferner im Maschinenbau sowie bei Durchleuchtung von Betonbauten⁷⁾ (Prüfung der Eiseneinlagen), und schließlich auch Feinstrukturuntersuchungen lassen eine wirtschaftliche Ausnutzung der Röntgenanlage zu.

⁷⁾ Röntgenographische Untersuchung von Eisenbetonbindern eines Güterschuppens, Z. d. V d I, 1932, Heft 31.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Quersteifigkeit von Skelettbauten.

Von Dipl.-Ing. S. Herz, Berlin-Tempelhof.

Die Anlage moderner Zweckbauten als großräumige Gebäude mit möglichst wenigen, in großen Abständen vorhandenen massiven Trennwänden zwingt den Konstrukteur, der Quersteifigkeit der Gebäude gegen horizontalen Kraftangriff besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Die Mittel zur Aufnahme der horizontalen Kräfte sind:

1. weitestgehende Ausnutzung der vorhandenen massiven Wände (Giebel- und Treppenhauswände),
2. Anordnung von Konstruktionen, die in horizontaler Richtung als unverschieblich angesehen werden können (Stockwerkrahmen oder Fachwerkkonstruktionen).

Zur Übertragung der Horizontalkräfte auf die Aussteifungskonstruktionen werden die massiven Decken herangezogen. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich damit, einfache Formeln zu entwickeln, die dem entwerfenden bzw. prüfenden Ingenieur ermöglichen, ein vorliegendes Projekt bezüglich der wirtschaftlichsten und zweckmäßigsten Anordnung seiner Querversteifungen zu bearbeiten. Im allgemeinen dürfte diejenige Lösung als die zweckmäßigste anzusprechen sein, die die gegebenen Konstruktionsmittel des Projektes, d. s. die massiven Querwände, weitestgehend ausnutzt und nur das unbedingt erforderliche an sonstigen Konstruktionen hinzufügt.

A. Untersuchung der Standsicherheit einer massiven Wand.

Gegeben sei eine Wand von der Höhe H und der Tiefe t , auf welche die gleichmäßig verteilte Windkraft W wirken soll. Die Wand sei nur durch ihr Eigengewicht G belastet (Decken- oder Treppenlasten sind nicht vorhanden). Dann wird durch den Quotienten aus den Momenten der Vertikal- und der Horizontalkräfte um den Drehpunkt A (Kippkante) die Standsicherheit der Wand gegen Kippen ausgedrückt (Abb. 1).

$$(1) \frac{M_G}{M_W} = \frac{\frac{1}{2} \cdot G t}{\frac{1}{2} \cdot W H} = \frac{G t}{W H} = \eta.$$

Der Abstand der Resultierenden vom Drehpunkt A in der zu untersuchenden Wandfuge ist durch die Beziehung gegeben:

$$(1a) e = \frac{\frac{1}{2} (G t - W H)}{G}.$$

Setzen wir aus Gl. 1 $W H = \frac{G t}{\eta}$ in obige Gleichung ein, so folgt:

$$(2) e = \frac{1}{2} \cdot t \left(1 - \frac{1}{\eta} \right).$$

Da im allgemeinen für solche Wände, wenn eine Untersuchung für Winddruck durchgeführt wird, der Wert $e < \frac{1}{3} t$ ist, d. h. die Resultierende außerhalb des Kerns liegt, beträgt die größte Kantenpressung im Punkte A :

$$(3) \sigma = \frac{2 G}{3 e d_0}$$

oder mit dem Werte für e aus Gl. 2

$$(4) \sigma = \frac{4 G}{3 t \left(1 - \frac{1}{\eta} \right) d_0};$$

hierin ist d_0 die Wandstärke in der zu untersuchenden Fuge.

Sind γ das spezifische Gewicht des Baustoffes der Wand, $d_0, d_1, d_2, \dots, d_n$ die Wandstärken in den einzelnen Geschossen, dann ist

$$G = \gamma t \sum_0^n d h,$$

und die Gl. 4 wird

$$(5) \sigma = \frac{4}{3} \cdot \gamma \cdot \frac{\sum_0^n d h}{d_0} \cdot \frac{\eta}{\eta - 1}.$$

Die Gl. 1 für η läßt sich durch Einsetzen der entsprechenden Werte für G und W umformen in:

$$(6) \eta = \frac{\gamma t \sum_0^n d h}{w_0 b H} \cdot \frac{t}{H} \text{ bzw.}$$

$$(7) \eta = \frac{\gamma}{w_0} \cdot \frac{t^2}{b H^2} \cdot \sum_0^n d h.$$

Hierin bedeuten:

w_0 = spezifische Windbelastung je m^2 Front,
 b = Windbelastungsbreite.

Die Gl. 5 u. 7 sind die Grundgleichungen zur Berechnung einer sonst unbelasteten Wand gegen gleichmäßig über die ganze Höhe verteilten Windangriff.

Hat die Wand außer ihrem Eigengewicht auch noch andere Lasten — Eigengewicht der aufliegenden Decken oder Treppen — zu tragen, so ist an Stelle von G in den Gl. 1 bis 4 $G + P$ zu setzen. Den Wert P kann man ausdrücken durch:

$$P = t \sum_0^n p a,$$

wobei p die spezifische Belastung je m^2 Grundfläche für die anfallenden Deckenlasten und a die zugehörige Belastungsbreite vorstellt. Dann ist:

$$G + P = \gamma t \sum_0^n d h + t \sum_0^n p a = \gamma t \sum_0^n \left(d h + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right),$$

und die Gl. 5 u. 7 gehen über in:

$$(8) \sigma = \frac{4}{3} \cdot \gamma \cdot \frac{\sum_0^n \left(d h + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right)}{d_0} \cdot \frac{\eta}{\eta - 1}$$

$$(9) \eta = \frac{\gamma}{w_0} \cdot \frac{t^2}{b H^2} \cdot \sum_0^n \left(d h + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right).$$

Die in den Gl. 7 u. 9 gemachte Voraussetzung, daß:

1. die Resultierenden von G und P zusammenfallen und
2. der Angriffspunkt von G und P in Mitte Wand liegt,

treffen in der Praxis fast immer zu. Für abweichende Fälle ist in den Gl. 7 u. 9 für t^2 der Wert $2 t \tau$ zu setzen, wobei τ den Abstand der Resultierenden aller Vertikalkräfte von der Kante A darstellt.

Als Mindestsicherheit gegen Kippen fordert die Berliner Baupolizei $\eta = 1,5$. Für diesen Grenzfall ist $e = \frac{1}{6} \cdot t$ (die Resultierende liegt in der Mitte zwischen Kernpunkt und Drehpunkt A) und

$$\sigma = 4 \gamma \cdot \frac{\sum_0^n \left(d h + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right)}{d_0}.$$

Ist die Wand in allen Geschossen gleich stark = d_0 , oder

$$\sum_0^n d h = n d_0 h = d_0 H$$

und außerdem $p = 0$, so wird

$$\sigma = 4 \gamma H.$$

Beispiel 1a). Eine sonst unbelastete Wand von 5,1 m Tiefe (s. Abb. 2) soll daraufhin untersucht werden, welche größte Windbelastungsbreite bei $w_0 = 100 \text{ kg/m}^2$ und $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$ zulässig ist. Wir untersuchen die Fuge A—A. Formel 7 wird umgeformt zu

$$b = \frac{\gamma}{w_0} \cdot \frac{t^2}{\eta H^2} \cdot \sum_0^n d h,$$

wobei $\eta = 1,5$ ist.

Für Fuge A—A ist

$$b = 18 \cdot \frac{5,1^2 (4 \cdot 0,25 + 0,38)}{1,5 \cdot 15,0^2} = 18 \cdot \frac{26 \cdot 4,14}{1,5 \cdot 225} = 5,7 \text{ m,}$$

d. h. die Belastungsbreite darf den Wert von 5,7 m nicht überschreiten, wenn die Standsicherheit der Wand gewährleistet werden soll.

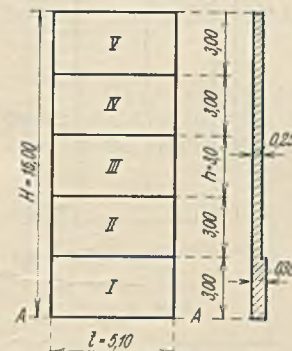


Abb. 2.

Beispiel 1b). Dieselbe Wand sei als Treppenhauswand für ein Wohnhaus gedacht und erhalte durch vier Geschosse die halbe Treppenlast. Das Eigengewicht der Läufe betrage 400 kg/m^2 , die Belastungsbreite durch die Treppe 1,15 m. Dann tritt nach Gl. 9 an Stelle von $\sum_0^n d h$ der Faktor

$$\sum_0^n \left(d h + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right).$$

Dieser Faktor wird unter Verwendung des in Beispiel 1a) errechneten Wertes gleich

$$4,14 + 4 \cdot \frac{400}{1800} \cdot 1,15 = 4,14 + 1,02 = 5,16 \text{ und } b = \frac{5,16}{4,14} \cdot 5,7 = 7,10 \text{ m.}$$

Beispiel 1c). Außer der Treppenbelastung sollen noch vier Massivdecken von 2,0 m Spannweite und $g = 300 \text{ kg/m}^2$ die Wand belasten. Dann wird

$$\sum_0^n \left(dh + \frac{p}{\gamma} \cdot a \right) = 5,16 + 4 \cdot \frac{300}{1800} \cdot 1,0 = 5,16 + 0,667 = 5,827$$

und $b = \frac{5,827}{4,14} \cdot 5,7 = \text{rd. } 8,0 \text{ m.}$

Eine Nutzenanwendung obigen Beispiels auf einen Grundrißtyp von fünfgeschossigen Reihenwohnhäusern, bei denen außer den Treppenhäusern keinerlei aussteifende Wände oder Rahmen vorgesehen sind, zeigt Abb. 3a bis c. Typ 3a scheidet praktisch aus, weil unbelastete Treppenhäuserwände im Wohnungsbau kaum vorkommen.

Typ 3b zeigt die zur Verfügung stehenden Nutzbreiten für den Fall, daß neben den Treppenhäusern Holzbalkendecken liegen und die Treppenhäuserwände nur Treppenlast zu tragen haben.

Typ 3c. An Stelle der Holzbalkendecken sind neben dem Treppenhaus Massivdecken von 2,0 m Spannweite angeordnet, die die Treppenhäuserwände steift. Die zulässige Entfernung der Treppenhäuser steigt von 14,2 auf 16,0 m, d. h. um $12\frac{1}{2} \%$.

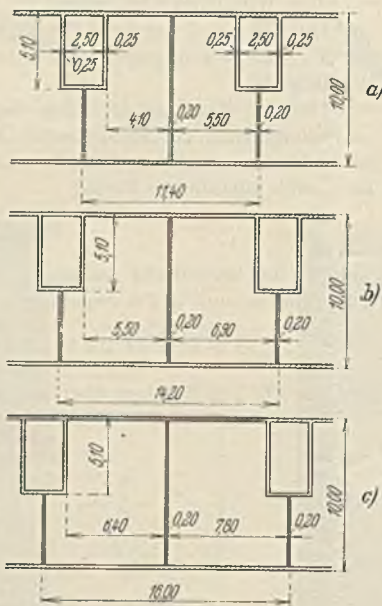


Abb. 3a bis c.

Die Kantenpressungen betragen (Gl. 9a) für

Beispiel 1a): $\sigma = 4 \cdot 1,8 \cdot \frac{4,14}{0,38} = 7,9 \text{ kg/cm}^2,$

Beispiel 1b): $\sigma = 7,9 \cdot \frac{5,16}{4,14} = 9,85$

Beispiel 1c): $\sigma = 7,9 \cdot \frac{5,827}{4,14} = 11,2$

Verändert man die Tiefe t der Wand auf t_1 , so verändert sich b auf $b_1 = \left(\frac{t_1}{t}\right)^2 b$, d. h. im Verhältnis der Quadrate der Wandtiefen.

Die bisher gemachte Voraussetzung einer gleichmäßigen Verteilung der Horizontalkräfte über die ganze Höhe des Bauwerks ist nach den preußischen Hochbaubelastungsvorschriften nur dann zutreffend, wenn die Gebäudehöhe bestimmte Grenzen nicht überschreitet. Andernfalls wächst mit zunehmender Höhe der Winddruck (von $w = 100 \text{ kg/m}^2$ auf 125 kg/m^2 und 150 kg/m^2). Auch für diesen Fall lassen sich einfache Beziehungen ableiten. Abb. 4 zeigt das Belastungsbild der Wand. Aus dem Momentengleichgewicht um die Kippkante A bestimmen wir die Lage der Resultierenden zu:

$$e = \frac{\frac{1}{2} \cdot Gt - \frac{1}{2} \cdot W_0 H - W_1 \left(H - \frac{H_1}{2} \right)}{G} = \frac{1}{2} \cdot \frac{Gt - W_0 H}{G} - \frac{W_1}{G} \left(H - \frac{H_1}{2} \right).$$

Das erste Glied dieser Gleichung stellt den Abstand e_0 der Resultierenden von der Kante A für die Horizontalbelastung W_0 dar. Mit η_0 als Sicherheitsgrad für diesen Belastungsfall geht die Gleichung unter Benutzung von Formel 2 über in

$$e = \frac{1}{2} \cdot t \left(1 - \frac{1}{\eta_0} \right) - \frac{W_1}{G} \left(H - \frac{H_1}{2} \right),$$

η_0 und W_0 bzw. w_0 wollen wir als „Grundwerte“ bezeichnen. Dann ist unter W_1 die „zusätzliche“ Windbelastung zu verstehen.

Setzt man $W_1 = w_1 b H_1,$
 $G = \gamma t \sum_0^n dh,$

so ist
$$e = \frac{1}{2} \cdot t \left(1 - \frac{1}{\eta_0} \right) - \frac{w_1 b H_1}{\gamma t \sum_0^n dh} \left(H - \frac{H_1}{2} \right).$$

Vergleicht man den Koeffizienten des zweiten Gliedes dieser Gleichung mit Formel 7, so ergibt die Übereinstimmung im Aufbau bei Einführung der Grundwerte η_0 und w_0 für

$$\frac{1}{\eta_0} = \frac{w_0}{\gamma} \cdot \frac{b H^2}{t^2} \cdot \frac{1}{\sum_0^n dh}$$

und für

$$\frac{w_1}{w_0} \cdot \frac{1}{\eta_0} \cdot \frac{H_1}{H^2} \cdot t = \frac{w_1}{\gamma} \cdot \frac{b H_1}{t} \cdot \frac{1}{\sum_0^n dh}$$

oder

$$(10) \quad e = \frac{1}{2} \cdot t \left(1 - \frac{1}{\eta_0} \right) - \frac{w_1}{w_0} \cdot \frac{H_1}{H^2} \left(H - \frac{H_1}{2} \right) \frac{1}{\eta_0} \cdot t = \frac{1}{2} \cdot t \left[1 - \frac{1}{\eta_0} - \frac{w_1}{w_0} \cdot \frac{H_1}{H} \left(2 - \frac{H_1}{H} \right) \frac{1}{\eta_0} \right].$$

Der Vergleich der Formel 10 mit der Gl. 2 ergibt wiederum die Gleichartigkeit des Aufbaues, und wir haben, da e den Abstand der Resultierenden von der Kante A für den endgültigen Belastungszustand bedeutet, für η als den gesuchten Sicherheitsgrad den Ausdruck

$$(10a) \quad \frac{1}{\eta} = \frac{1}{\eta_0} \left[1 + \frac{w_1}{w_0} \cdot \frac{H_1}{H} \left(2 - \frac{H_1}{H} \right) \right],$$

$$\frac{H_1}{H} = \alpha_1 = \text{const.}$$

$$(11) \quad \eta = \frac{\eta_0}{1 + \frac{w_1}{w_0} \cdot \alpha_1 (2 - \alpha_1)}$$

Handelt es sich um mehrere Zusatzwindkräfte $w_1, w_2, w_3 \dots w_n$ und entsprechende $\alpha_1 = \frac{H_1}{H}; \alpha_2 = \frac{H_2}{H} \dots \alpha_n = \frac{H_n}{H}$ (Abb. 5),

so geht Gl. 11 in die allgemeine Form über

$$(12) \quad \eta = \frac{\eta_0}{1 + \sum_0^n \frac{w_n}{w_0} \cdot \alpha_n (2 - \alpha_n)}$$

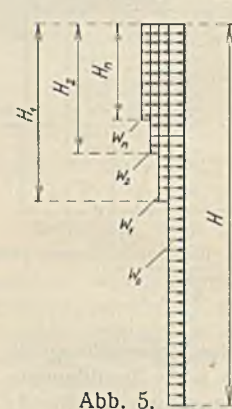


Abb. 5.

Der praktische Rechnungsvorgang ist, nachdem wir in den Formeln 11 bzw. 12 den Einfluß streckenweis veränderlicher Horizontalbelastung auf die Standsicherheit in eine einfache Form überführen konnten, äußerst kurz. Nach Formel 7 bzw. 9 wird η_0 für die „Grundbelastung“ w_0 ermittelt; dann wird der gefundene Wert η_0 nach Formel 12 korrigiert, und man erhält die endgültige Standsicherheit η . Oder umgekehrt, man setzt $\eta = 1,5$ voraus, errechnet sich aus Gl. 12 den Mindestwert von η_0 (immer größer als η) und kann nun nach Gl. 7 oder 9 die zulässigen Belastungsbreiten b oder die erforderlichen Wandstärken d für den gegebenen Fall herleiten. Zur Erleichterung der Anwendung von Formel 11 bzw. 12 sind in folgenden Tafeln I

und II die Werte $1 + \frac{w_n}{w_0} \cdot \alpha_n (2 - \alpha_n) = N_n$ für verschiedene $\frac{w_1}{w_0}$ und α zusammengestellt. Nach den preußischen Hochbaubelastungsvorschriften ist:

bis $H = 15,0 \text{ m}; w = w_0 = 100 \text{ kg/m}^2$ (Grundbelastung)
von $15,0$ bis $25,0 \text{ m}; w_1 = 125 - 100 = 25 \text{ kg/m}^2$

d. h.: $\alpha_1 = \frac{H_1}{H_1 + 15,0}; \frac{w_1}{w_0} = \frac{25}{100} = 0,25$

über $25,0 \text{ m}; w_2 = 150 - 125 = 25 \text{ kg/m}^2$

d. h.: $\alpha_2 = \frac{H_2}{H_2 + 25,0}; \frac{w_2}{w_0} = 0,25.$

Die stark eingerahmten Werte der Tafel I für N_1 gelten bis zu einer Wandhöhe $H = 25,0 \text{ m}$ ($\alpha_1 = \frac{10}{25} = 0,4$). Bei $H > 25,0 \text{ m}$ sind die Werte $N = N_1 + N_2$ aus Tafel II zu verwenden, die die Summe der Einflüsse von w_1 und w_2 , also den Nennerausdruck aus Formel 12, enthalten. Die Tafel II ist so aufgestellt, daß die Höhenverhältnisse α_1 und α_2 miteinander korrespondieren. Zwischen α_1 und α_2 besteht nämlich bei Anwendung der preußischen Hochbaubelastungsvorschriften die Beziehung:

$$H_2 = H_1 - 10; \alpha_2 = \frac{H_2}{H} = \frac{H_1 - 10}{H} = \alpha_1 \cdot \frac{H_1 - 10}{H_1}$$

Aus: $\alpha_1 = \frac{H_1}{H} = \frac{H_1}{H_1 + 15}$

ergibt sich:

$$H_1 = \frac{15 \alpha_1}{1 - \alpha_1}$$

Tafel I.

Für $w = 125 \text{ kg/m}^2$; $\frac{w_1}{w_0} = 0,25$; $\alpha_1 = \frac{H_1}{H_1 + 15}$; $N_1 = 1 + 0,25 \alpha_1 (2 - \alpha_1)$.

α_1	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,2	0,225	0,25	0,275	0,3	0,325	0,35	0,375	0,4
N_1	1,07	1,0736	1,078	1,082	1,086	1,09	1,1	1,109	1,118	1,127	1,136	1,144	1,152	1,16
α_1	0,425	0,45	0,475	0,5	0,525	0,55	0,575	0,6	0,625	0,65	0,675	0,7	Für $\alpha_1 > 0,4$ ist Tabelle II zu verwenden	
N_1	1,1675	1,174	1,181	1,1875	1,193	1,199	1,205	1,21	1,215	1,219	1,2235	1,2275		

Tafel II.

Für $w = 150 \text{ kg/m}^2$; $\frac{w_2}{w_0} = 0,25$; $\alpha_2 = \frac{H_2}{H_2 + 25}$; $N_2 = 0,25 \alpha_2 (2 - \alpha_2)$.

α_2	0,0417	0,083	0,125	0,166	0,208	0,25	0,292	0,333	0,375	0,415	0,465	0,5
N_2	0,0204	0,04	0,0585	0,076	0,0935	0,109	0,126	0,139	0,152	0,164	0,178	0,1875
α_1	0,425	0,45	0,475	0,5	0,525	0,55	0,575	0,6	0,625	0,65	0,675	0,7
$N = N_1 + N_2$	1,188	1,214	1,234	1,2635	1,2805	1,308	1,331	1,349	1,367	1,383	1,4015	1,415

und für α_2 :

$$\alpha_2 = \alpha_1 \left[1 - \frac{10(1-\alpha_1)}{15\alpha_1} \right] = \frac{25\alpha_1 - 10}{15} \text{ oder}$$

$$(13) \quad \alpha_2 = \frac{1}{3} (5\alpha_1 - 2).$$

In Tafel II sind in der ersten und dritten Zeile die jeweils zusammengehörigen α -Werte angegeben, so daß sich der in der vierten Zeile enthaltene Ausdruck für N durch Addition der Werte N_1 und N_2 aus Tafel I und II ergibt. Bei Zwischenwerten von α genügt die lineare Interpolation. Die Tabellen gelten bis zu einer Höhe von $H = 50,0 \text{ m}$ ($\alpha_1 = 0,7$).

Beispiel 2. Eine Wand von 38,5 m Höhe und 14,0 m Tiefe bei einer Windbelastungsbreite von 15,0 m soll auf ihre Standsicherheit untersucht werden (s. Abb. 6).

$$H = 38,5 \text{ m}, \quad H_1 = 23,5 \text{ m},$$

$$H_2 = 13,5 \text{ m},$$

$$\alpha_1 = \frac{23,5}{38,5} = 0,61.$$

Die Berechnung von α_2 erübrigt sich.

Aus Tabelle II ergibt sich durch Interpolation $N = 1,356$.

Aus Gl. 7 erhalten wir für die „Grundbelastung“

$$\eta_0 = 18 \left(\frac{14,0}{38,5} \right)^2 \cdot \frac{6 \cdot 0,25 \cdot 3,2 + 3 \cdot 0,38 \cdot 3,5 + 0,51 \cdot 8,8}{15,0}$$

$$= 18 \cdot 0,133 \cdot \frac{4,8 + 4,0 + 4,5}{15,0} = 2,12.$$

Dann ist für den vorliegenden Belastungsfall:

$$\eta = \frac{2,12}{1,356} = 1,56,$$

d. h. die Standsicherheit der Mauer reicht aus. Die größte Kantenpressung beträgt (Gl. 5)

$$\sigma = \frac{4}{3} \cdot 1,8 \cdot \frac{13,3}{0,51} \cdot \frac{1,56}{0,56} = 1,74 \text{ t/m}^2 = 17,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Häufig wird der Fall eintreten, daß in der Höhe H_x der Wand eine Einzellast W_x angreift. Der Einfluß dieser Kraft auf die Lage der Resultierenden ist gegeben durch

$$\Delta e = - \frac{W_x}{G} \cdot H_x = - \frac{W_x H_x}{\gamma t \sum_0^n d h}$$

Für $\frac{H_x}{\gamma t \sum_0^n d h}$ können wir nach Gl. 7 setzen:

$$\frac{H_x}{\gamma t \sum_0^n d h} = \frac{t H_x}{w_0 b H^2} \cdot \frac{1}{\eta_0},$$

worin w_0 und η_0 wieder die „Grundwerte“ sind.

Dann ist:

$$\Delta e = - \frac{W_x}{w_0 b} \cdot \frac{H_x}{H^2} \cdot \frac{1}{\eta_0} \cdot t,$$

und die Gl. 12 nimmt die Form an:

(14)

$$\eta = \frac{\eta_0}{1 + \frac{n}{0} \frac{w_n}{w_0} \cdot \alpha_n (2 - \alpha_n) + 2 \cdot \frac{W_x}{w_0 b} \cdot \frac{H_x}{H^2}}$$

Dies ist die allgemeinste Form der Gleichung für die Standsicherheit einer Wand gegen Windangriff. In Verbindung mit den Gl. 8 u. 9 können wir jetzt jede Wand für die vorkommenden vertikalen und horizontalen Belastungszustände untersuchen. Bei Anwendung der Formel 14 sind wieder die Tafeln I bzw. II für N zu benutzen und durch das dritte Nennerglied obiger Gleichung zu korrigieren.

Beispiel 3. An der in Beispiel 2 berechneten Wand greife in $H_x = 20,0 \text{ m}$ Höhe die Kraft $W_x = 3000 \text{ kg}$ an. Wie groß ist η ?

Im Beispiel 2 war der Wert $N = 1,356$.

Er ist zu korrigieren durch

$$\frac{2 \cdot 3000 \cdot 20}{100 \cdot 15 \cdot 38,5^2} = 0,054$$

oder

$$N_x = 1,410$$

und

$$\eta = \frac{\eta_0}{1,41} = \frac{2,12}{1,41} = 1,50.$$

B. Stockwerkrahmen.

Auf die Behandlung der Stockwerkrahmen in dieser Abhandlung einzugehen, erübrigt sich, da die hierbei üblichen Verfahren als allgemein bekannt vorausgesetzt werden dürfen.

C. Decken.

Zur Übertragung der Windkräfte auf die Rahmenknotenpunkte dienen die Decken. Als maßgebend, wie weit die Deckenplatte in der Lage ist, die anfallenden Lasten aufzunehmen, sind die Schubspannungen zu betrachten, da die Biegemomente im allgemeinen immer aufgenommen werden können (s. Abb. 7).

Mit den bisher benutzten Bezeichnungen ist:

$$Q_r = w b_0 h_r \text{ und}$$

$$(26) \quad \tau = \frac{Q_r}{t d} = \frac{w b_0 h_r}{t d}$$

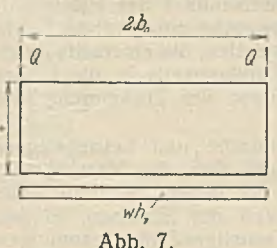
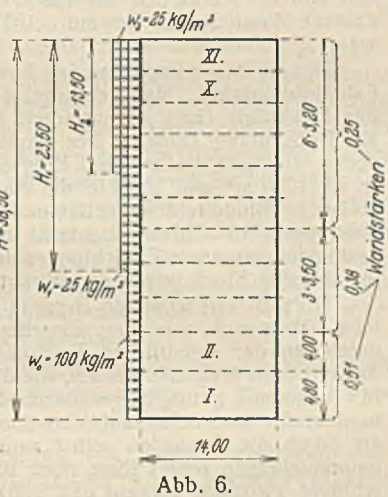
d = nutzbare Deckenstärke,
 t = nutzbare Deckentiefe.

Bei einer Vollplatte (Eisenbetonplatte u. a.) ist die nutzbare Deckenstärke gleich der vorhandenen.

Bei einer Steineisendecke (System Kleine und ähnliche) sind als nutzbare Größen d und t die vorhandenen unter Abzug der Hohlräume einzuführen. Bei einer Kleineschen Decke z. B. ist die Nutzbreite für 1,0 m Deckenbreite 42 cm bei 10 cm Höhe und 47,2 cm bei 15 cm Höhe.

Eine 10 cm-Hohlsteindecke von 1,0 m Tiefe entspricht also — zur Berechnung der Schubspannungen — einer Vollplatte von

$$2 \cdot 1,7 + \frac{42,0 \cdot 6,6}{100} = 3,4 + 2,76 = 6,16 \text{ cm}$$



Tafel III.

h_r	$d = 10 \text{ cm}$			$d = 15 \text{ cm}$		
	$w = 100$	125	150 kg/cm ²	$w = 100$	125	150 kg/cm ²
3,0	0,195 b_0	0,244 b_0	0,292 b_0	0,135 b_0	0,168 b_0	0,2025 b_0
3,5	0,2275	0,285	0,341	0,1575	0,196	0,236
4,0	0,26	0,325	0,39	0,18	0,225	0,27
4,5	0,2925	0,365	0,44	0,2025	0,2525	0,303
5,0	0,325	0,406	0,488	0,225	0,28	0,3375
5,5	0,3575	0,447	0,536	0,2475	0,31	0,37

t

und eine 15 cm-Hohlsteindecke einer Vollplatte von

$$2 \cdot 1,7 + \frac{47,2 \cdot 11,6}{100} = 3,4 + 5,5 = 8,9 \text{ cm.}$$

Die zulässige Schubspannung ist nach den amtlichen Bestimmungen mit 2,5 kg/cm² = 25 t/m² anzusetzen. Gl. 26 geht dann über in

$$(27) \frac{t}{b_0} = \frac{w h_r}{25,0 \cdot 0,0616} = \frac{w h_r}{1,54} \text{ für die 10 cm starke Decke}$$

$$(28) \frac{t}{b_0} = \frac{w h_r}{25 \cdot 0,089} = \frac{w h_r}{2,23} \text{ für die 15 cm starke Decke}$$

als Höchstwert für das Verhältnis $\frac{t}{b_0}$, wenn die Decke in der Lage sein soll, ohne besondere Schubbewehrung die anfallenden Winddrücke zu übertragen.

In der Tafel III sind für verschiedene Werte von h_r und w die Grenzwerte von t als Funktionen von b_0 dargestellt. Ist bei vorliegenden Projekten die vorhandene Deckentiefe kleiner als der aus Tafel III sich ergebende Wert, so sind besondere Vorkehrungen zur Schubsicherung zu treffen. Die Tafel gilt nur für Kleinesche Decken.

Zusammenfassung.

Die konstruktiven Hilfsmittel für Querversteifung von Skelettbauten werden statisch untersucht. Durch Superposition der einzelnen Belastungszustände auf eine Grundbelastung w_0 werden Formelaustrücke entwickelt, deren Auswertung durch Tafeln vereinfacht ist. Sie ermöglichen, bei vorliegenden Projekten durch kurze Rechenoperationen die Entscheidung für die zweckmäßigste und wirtschaftlichste Anordnung der aussteifenden Konstruktionsglieder zu treffen.

Verschiedenes.

Eine neuartige Kranschiene. Für die Fahrbahn von Kranen, Transportwagen u. dgl. werden besondere, konstruktiv günstig geformte Kranschiene oder die billigeren Flachstahlschienen verwendet, deren breite Laufflächen den Vorteil bieten, örtliche Pressungen zwischen Laufrolle und Schiene selbst bei großen Lasten innerhalb zulässiger Grenzen zu halten. Den bisher bekannten Verbindungsarten der Flachschienen mit der Unterkonstruktion haften jedoch gewisse Mängel an; so erfordert schon das Zusammenpassen der zu verbindenden Teile eine vollkommene Übereinstimmung der gegenständigen Schrauben- und Nietlöcher, ein Umstand, der z. B. das Auswechseln der Schienen im Betriebe schwierig und zeitraubend gestaltet. Auch wird bei der häufig anzutreffenden Anordnung nach Abb. 1 die Einheitlichkeit der Lauffläche durch Schrauben oder Nieten unterbrochen, deren ungleichmäßige Abnutzung wegen der verschiedenen Güteeigenschaften von Schiene und Verbindungsmittel daher unvermeidlich ist; dies führt zu unliebsamen Stoßwirkungen, die nicht nur eine vorzeitige Erneuerung des Oberbaues, sondern auch eine Schädigung der Krananlage zur Folge haben können. Die unverschiebliche Verbindung der Schiene mit ihrer Unterlage behindert schließlich auch den notwendigen Ausgleich

Hohlsteinausfachung und Marmorverkleidung der Fronten errichtet. Die Stützenentfernung beträgt etwa 5 m in der Längsrichtung und rd. 5 bis 8,50 m in der Querrichtung. Die gesamte Stahlkonstruktion ist mit Beton ummantelt. Wesentlich für das Verständnis der Explosionswirkung ist, daß die Massivdecken frei auf den Trägern auflagen und nicht eingespannt waren.

Der Herd der Explosion lag inmitten des Gebäudes, in der Nähe der Fahrstuhlschächte. Man vermutet, daß sich in einer Kellergrube unterhalb der Fahrstühle Gase angesammelt haben und aus unbekannter Ursache zur Entzündung kamen. Der Explosionsdruck durchschlug die Grubendecke, zerstörte Keller- und Erdgeschoßdecke in einer Ausdehnung von je rd. 1000 m² und drückte die Außenfronten bis zum 1. Stockwerk in mehreren Bänderfeldern vollkommen heraus. Der Druck pflanzte sich dann durch die Fahrstuhlschächte nach oben fort, zerstörte die Schachtverkleidungen sowie Einrichtungen in den oberen Stockwerken, und selbst im obersten Stock waren die Wirkungen noch zu verspüren.

Trotz dieser schweren Beschädigungen der Mauerwerks- und Betonenteile haben sich, wie eine eingehende Untersuchung durch Prof. Morris ergab, an der eigentlichen Tragkonstruktion, dem Stahlskelett, keinerlei Zerstörungen feststellen lassen, die die Sicherheit des Gebäudes gefährden. Mit Ausnahme geringfügiger Beschädigungen in der Nähe des Explosionsherdes, die aber eher auf Verletzungen durch herabgefallene Betonteile als durch die Explosion selbst zurückzuführen sind, zeigen die Betonummantelungen weder Risse noch Brüche, ein Beweis, daß auch die Anschlüsse zwischen Trägern und Stützen völlig unversehrt geblieben sind. Durchbiegungen oder Verwindungen wurden nicht beobachtet. Herr Prof. Morris verzeichnet diese Tatsache als bemerkenswert, ohne eine nähere Erklärung zu geben.

Die Ursache der Standhaltung der Stahlkonstruktion dürfte aber un schwer zu ergründen sein, wenn man die Konstruktion des Baues daraufhin untersucht. Für die Fortpflanzung des Explosionsdruckes nach der Richtung des kleinsten Widerstandes standen zur Verfügung:

1. die Fahrstuhlschächte;
2. das gegen horizontalen Druck wenig widerstandsfähige Hohlsteinmauerwerk der Außenwände;
3. die Decken.

Eine Verbindung zwischen Decke und Deckenträger bestand praktisch nicht; denn die Kräfte, welche die auf den Trägern frei aufliegende Decke vermöge ihrer Haft- bzw. Zugfestigkeit aufnehmen kann, sind bei Belastung von unten fast gleich Null. Infolgedessen wurde die Decke durch den Explosionsdruck glatt von den Trägern abgehoben. Die Decke eines Eisenbeton-Skelettbauwerkes, die mit den Kappenträgern durch Bügel usw. fest verankert ist, hätte der Explosion wesentlich größeren Widerstand entgegengesetzt und bei ihrem Bruch die gesamte Tragkonstruktion entsprechend in Mitleidenschaft gezogen. Demnach hat die beschriebene Deckenanordnung, die in dieser Form nur im Stahlskelettbau möglich ist, im vorliegenden Falle wesentlich dazu beigetragen, das Bauwerk vor einer größeren Einsturzkatastrophe und den Bauherren vor fast völligem Verlust seines 4 000 000 Dollar betragenden Baukapitals zu bewahren.

Dipl.-Ing. S. Herz.

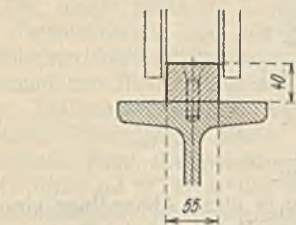


Abb. 1. Übliche Verbindung von Kranschiene und Unterlage.

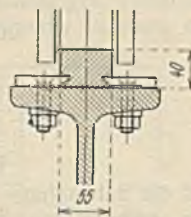


Abb. 2. Neue Kranschieneform mit Klemmplattenverbindung.

von Wärmespannungen und sonstigen Zwängspannungen (z. B. infolge der unvermeidlichen Bremswirkungen). Dies führt, wenn dieselben einen bestimmten Wert erreichen, zu plötzlichen Verformungen der Schiene oder zur Zerstörung der Befestigungselemente.

Eine brauchbare, durch Patent geschützte Neuform der Flachstahlschiene ist in Abb. 2 dargestellt. Ihre Lagesicherung erfolgt ähnlich wie im Eisenbahnoberbau mittelbar durch Klemmplatten, die einerseits durch Schrauben mit der Unterlage verbunden sind, andererseits in die in der Schiene vorgesehenen Nuten eingreifen, in denen der Zusammenschluß durch Reibung erfolgt.

Diese Befestigungsart ermöglicht eine einfache und betriebsichere Verlegung und Auswechslung, im besonderen aber die Verwendung ungebohrter Fahrschienen mit Festklemmung an beliebiger Stelle. Sie gewährleistet eine ausreichende Verschleißigkeit der Schienen, so daß der notwendige Ausgleich etwaiger Wärme- oder sonstiger Zwängspannungen sich stets gefahrlos vollziehen kann. Ingenieur L. Herzka.

Die Wirkungen der Explosionskatastrophe im State Office Building in Columbus (Ohio, USA.). Über eine Explosion, deren Auswirkungen für den Stahlkonstrukteur von Interesse sind, berichtet Herr Prof. Clyde T. Morris von der Ohio State University im Eng. News-Rec. vom 21. und 28. April. Das State Office Building in Columbus (Ohio) stand kurz vor seiner Vollendung, als am 14. April nachmittags eine Explosion innerhalb des Hauses großen Schaden anrichtete, 10 Todesopfer forderte und 53 Arbeiter verletzte. Die Ursache der Katastrophe konnte nicht festgestellt werden.

Das Gebäude ist bei einem Flächenmaß von 125 x 21,5 m und einer Höhe von 14 Stockwerken als Stahlskelettbau mit Eisenbetondecken,

INHALT: Neubau der Oderelchbrücke bei Fürstenberg. — Über die Prüfung von Schweißverbindungen durch Anfräsen oder Röntgenstrahlen. — Die Quersteifigkeit von Skelettbauten. — Verschiedenes: Neuartige Kranschiene. — Wirkungen der Explosionskatastrophe im State Office Building in Columbus (Ohio, USA.).

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.