

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011

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

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

6. Jahrgang

BERLIN, 17. März 1933

Heft 6

An unsere Leser!

Die seit dem Erscheinen der DIN 4100 (Vorschriften für geschweißte Stahlbauten) auf dem Wege der experimentellen Forschung gewonnene Erweiterung unserer Erkenntnisse, die hinsichtlich der Schweißung inzwischen erzielten Verbesserungen und die Fortschritte auf dem Gebiete der baulichen Durchbildung geschweißter Stahlbauten lassen eine baldige Überholung der Vorschriften angezeigt erscheinen. In dem nachfolgenden Aufsatz werden auf einzelnen Teilgebieten dafür bereits einige Wege angedeutet. Eine Reihe anderer Beiträge, die wir bereits früher veröffentlichten und noch veröffentlichen werden, können ebenfalls als Grundlage für eine zweckdienliche Änderung der Vorschriften bezeichnet werden.

Wir zweifeln nicht, daß bei der bereits erfolgten vielseitigen Anwendung der Schweißung bei Stahlbauten auch an anderer Stelle wertvolle Erfahrungen und Erkenntnisse gewonnen sind, und möchten unsere Zeitschrift als

Sammelorgan für Abänderungs- und Ergänzungsvorschläge zu DIN 4100

zur Verfügung stellen. In diesem Sinne richten wir an unsere Leser die Aufforderung, uns durch derartige Beiträge zur Gewinnung von Unterlagen für die Überholung der Vorschriften zu unterstützen.

Die Schriftleitung.

Alle Rechte vorbehalten.

Über den augenblicklichen Stand des Schweißens von Stahlbauten.¹⁾

Von Dr.-Ing. Kommerell, Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt für Bau- und Betriebstechnik in Berlin.

1. Allgemeines.

Das Schweißen von Stahlbauten hat seit dem Erscheinen des Normenblattes DIN 4100 weitere Fortschritte gemacht. Die stürmische Entwicklung, die das Schweißen in den letzten Jahren genommen hat, ist aber noch nicht zum Abschluß gekommen. Eine lebhafteste Versuchstätigkeit hat eingesetzt, welche sich namentlich auf dynamisch beanspruchte Konstruktionen geworfen hat. Die Verhältnisse sind aber hier auch heute noch nicht so geklärt, daß man sie bei Fachwerkbrücken ausreichend übersehen kann. Der Pariser Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau hat im Jahre 1932 in seinen Schlußfolgerungen²⁾ den heute noch zutreffenden Stand dieser Frage wie folgt niedergelegt:

„Bei der Behandlung der Festigkeit geschweißter Konstruktionen interessiert bei dynamisch beanspruchten Konstruktionen vor allem die Festigkeit des Muttermaterials in der Übergangszone. Die Frage, ob hier eine Herabsetzung der Festigkeit entsteht, soll durch die in Gang befindlichen Versuche abgeklärt werden. Es besteht jedoch Übereinstimmung, daß diesbezüglich bei guter Ausführung der Schweißnähte für Hochbauten und für Vollwandträger des Brückenbaues, auch wenn sie dynamisch beansprucht werden, keine Bedenken bestehen.“

Wenn auch die Versuche zur Feststellung der Dauerfestigkeit geschweißter Bauteile mit Hilfe von Pulsatormaschinen wegen des raschen Belastungswechsels wahrscheinlich nicht ohne weiteres als maßgebend für dynamisch beanspruchte Bauwerke (Brücken) angesehen werden können, so haben die Versuche doch darauf hingewiesen, daß gerade bei Brücken auf einen möglichst ungestörten Kraftfluß größter Wert zu legen ist. Alle Spannungsspitzen, die durch plötzliche Querschnittsänderungen entstehen, müssen möglichst niedrig gehalten werden. Hier gilt es, neue Wege zu finden, um der Schwierigkeiten Herr zu werden.

Hier soll zunächst auf einige Maßnahmen, durch die eine Verbesserung der Schweißnaht erwartet werden kann, auf verbesserungsbedürftige Vorschriften der DIN 4100³⁾ und auf den Einfluß der Schrumpfspannungen eingegangen werden, und schließlich sollen einige Anregungen für die bauliche Durchbildung gegeben werden.

¹⁾ Vortrag gehalten in der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen E. V., Fachgruppe „Konstruktiver Ingenieurbau“, Berlin, 30. Januar 1933.

²⁾ S. Bautechn. 1932, S. 428.

³⁾ Heftausgabe Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

2. Maßnahmen zur Verbesserung der Schweißung.

Die Reichsbahn hat bekanntlich vorgeschrieben, daß bei dicken Schweißnähten mit dünnen Schweißdrähten vorgeschweißt werden muß. Durch diese Maßnahme will man zweierlei erreichen:

1. daß der Einbrand im Scheitel der Naht gut und namentlich bei Kehlnähten seitlich in den zu verbindenden Teilen nicht zu tief wird,
2. daß die Verwerfungen und die Schrumpfspannungen möglichst klein werden.

Die Vorschrift, daß mit möglichst dünnen Schweißdrähten vorgeschweißt wird, ist außerordentlich wichtig; denn wird sogleich mit zu dicken Schweißdrähten begonnen, so führt dies, wie Querschnitte durch ausgeführte Schweißnähte gezeigt haben, häufig dazu, daß der Einbrand bei C, D, C', D' in den zu verbindenden Teilen zu tief wird (Abb. 1). Diese werden viel zu sehr geschwächt, da auch bei den besten Schweißdrähten die Schweißung stets einem Stahlguß vergleichbar ist, der in seinen Festigkeitseigenschaften hinter dem gewalzten Flußstahl der zu verbindenden Teile zurücksteht. Besonders trifft dies bei Verwendung von

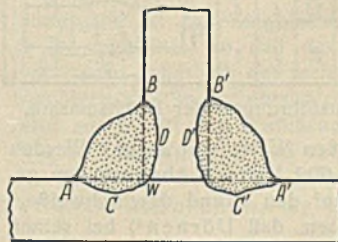


Abb. 1. Ohne Vorschweißen mit dünnen Schweißdrähten zu tiefer Einbrand in den Nahtschenkeln.

blanken Schweißdrähten zu, bei denen oft nur eine Dehnung von 3% erreicht wird. Die Schweizerischen Schweißvorschriften schreiben deshalb für die Ausführung geschweißter Stahlbauten grundsätzlich ummantelte Schweißdrähte vor. Dies sollte auch bei uns, soweit es sich nicht um reine Dichtungsnahte handelt, vorgeschrieben werden, weil man dabei zugleich Schweißen mit Dehnungen von 15 bis 20% erreichen kann.

Es ist anzustreben, daß Festigkeit und Dehnung der Schweißung gleichwertig mit dem Werkstoff der zu verschweißenden Teile werden.

Besonders unangenehm ist bei dynamisch beanspruchten Bauteilen die sehr nachteilig wirkende Kerbe A, A', B, B'. Wie Dauer- versuche in Pulsatormaschinen gezeigt haben, ist es gerade der Kerbwirkung des Einbrandes an diesen Stellen zuzuschreiben, daß die Dauer-

festigkeit der so geschweißten Bauteile ganz erheblich unter derjenigen des Mutterwerkstoffs liegt. Um sicher zu gehen, wird man bei dynamisch beanspruchten Konstruktionen (Brücken) sich ernstlich überlegen müssen, ob die Vorschrift in DIN 4100, § 4¹:

„Die durch das Einbrennen der Schweiße hervorgerufene Werkstoffänderung ist nicht als Schwächung des Querschnitts anzusehen“,

noch bei den zur Zeit verwendeten Schweißdrähten allgemein aufrecht erhalten werden kann. Besondere Vorsicht ist hier bei geschweißten Fachwerkbrücken geboten, namentlich wenn es sich um Stirnnähte handelt, die eine Schwächung auf die ganze Stabbreite hervorrufen. Die Berücksichtigung der Querschnittsschwächung durch den Nahtbrand könnte vielleicht auf Stirnkehlnähte in gezogenen Bauteilen beschränkt werden. (Bei Seitenkehlnähten ist die Schwächung nicht so bedeutend.) Dies sollte aber — um nicht den Vorteil der Schweißung gegenüber der Nietung aufgeben zu müssen — nicht dazu führen, Stirnkehlnähte ganz zu vermeiden, da wegen des wesentlich günstigeren Kraftflusses die Stirnkehlnähte baulich den Flankenkehlnähten vorzuziehen sind. Um hier zu vernünftigen Vorschriften zu gelangen, wird man die Ergebnisse der eingeleiteten Versuche abwarten müssen.

In allen Fällen sind Schweißdrahtdurchmesser und Stromstärke so zu wählen, daß möglichst geringe Wärmespannungen entstehen.

Je kleiner die Wärmemenge ist, die den Bauteilen in der Zeiteinheit zugeführt wird, um so geringere Verwerfungen sind zu erwarten. Die Bestrebungen einzelner Firmen, den Nachweis zu erbringen, daß sie auch ohne Vorschweißen bei dicken Schweißdrähten Nähte mit ausreichender Festigkeit erzielen können, müssen gerade wegen der Verwerfungen als abwegig bezeichnet werden.

Hier sei noch bemerkt, daß die Reichsmarine²⁾ bei Stumpfnähten und 6 mm Plattendicke mit 3 mm dicken Schweißdrähten schon in zwei Lagen schweißen läßt. Dies ist ohne Zweifel auch mit Rücksicht auf Schrumpfspannungen und Verwerfungen besser als das Schweißen in einer Lage. Beachtlich ist auch, daß die Reichsmarine durchlaufende Kehlschweißung nur dann verwendet, wenn die Verbindung wasser- und öldicht sein soll. Langjährige Erfahrungen bei der Reichsmarine zeigen übrigens, daß die unverschweißten Stellen das Rosten keineswegs begünstigen. Die unterbrochene Kehlschweißung hat wegen der geringeren Wärmezufuhr ebenfalls den Vorteil, daß die Schrumpfung geringer ist. Auch die internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau hat sich auf ihrem Kongreß in Paris (1932) dahin ausgesprochen, daß Kehlnähte, soweit sie nicht aus baulichen Gründen notwendig sind, nicht dicker ausgeführt werden sollten, als die Rechnung verlangt. Ausgeführte Beispiele beweisen, daß diese Regel oft nicht beachtet wird, wodurch zugleich eine unnötige Verteuerung eintritt.

Was die Ausführung von Stumpfnähten anbelangt, so hat man bei der Reichsmarine nach Burkhardt³⁾ auf Grund von Erfahrungen folgende Tafel herausgegeben:

1	2	3	4	5	6	7	
s mm	Schweißform	α°	h	b	a		
8		60	1	2	5		
9		60	1	2	5		
10		60	1	2,5	5		
11		60	1	2,5	6		
12		60	1	3	7,5	6	
13				3	2	6	

Tafel 1. Stumpfnahausführungen der Reichsmarine.

Dabei fallen die verhältnismäßig großen Werte von a auf. Werden für a bei einem Öffnungswinkel von $\alpha = 60^\circ$ kleinere Abmessungen gewählt, so läßt sich nicht so gut bis auf den Grund durchschweißen. Diesem Umstand ist es wohl zuzuschreiben, daß Dörnen⁴⁾ bei seinen Dauerversuchen mit Öffnungswinkel $\alpha = 120^\circ$ wesentlich bessere Ergebnisse erzielt hat als bei $\alpha = 70^\circ$. Bei 120° braucht man mehr Schweißstoff, hat also auch größere Verwerfungen zu erwarten. Offenbar erreicht man durch Vergrößerung des Maßes a eine ebenso gute, dabei billigere Schweiße mit geringerer Verwerfung.

Nach DIN 4100 ist „bei Brücken die Übertragung von Zug- und Biegespannungen durch Stumpfnähte allein unzulässig“. Da nun gerade bei Dauerversuchen die Stumpfnähte wegen des günstigeren Kraftflusses viel besser abgeschnitten haben als Kehlnähte, so wird man diesen Umstand auch beim Brückenbau berücksichtigen müssen. Bei Verwendung hochwertiger, umhüllter Schweißdrähte könnte die zulässige Spannung der Stumpfnähte heraufgesetzt werden, zumal es guten Schweißern ohne Schwierigkeit gelingt, mit entsprechenden Schweißdrähten Stumpfnähte mit nahezu 100% Festigkeit

²⁾ Marineoberbaurat Burkhardt, Die Entwicklung der elektrischen Schweißung im Schiffbau. Elektroschweißung 1932, S. 181.

⁴⁾ Dr.-Ing. Dörnen, Zug-Druck-Dauerversuche mit niedriger Frequenz der Kraftrichtungswechsel. Stahlbau 1932, S. 161.

bei hoher Dehnung (15 bis 20%) zu schweißen⁵⁾. Allerdings wird sich empfehlen, noch mehr als dies bei der Nietbauweise geschehen ist, soviel wie möglich in der Brückenbauanstalt zu schweißen. Die bei der Reichsbahn in größerer Zahl laufenden Tiefladewagen ermöglichen heute die Beförderung ungewöhnlich schwerer und sperriger Bauteile (Abb. 2).

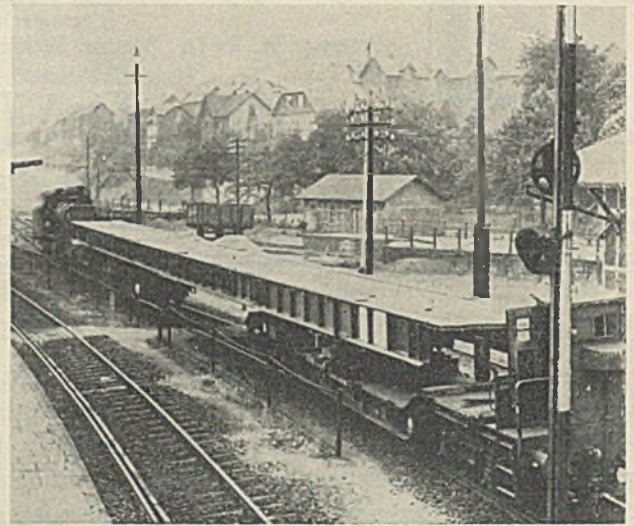


Abb. 2. Beförderung schwerer Bauteile mittels Tiefladewagen.

Würde eine besonders sorgfältige Überwachung und Prüfung solcher Stumpfnähte (Röntgenuntersuchung) grundsätzlich angeordnet, so könnte man vielleicht auch im Brückenbau Stumpfnähte ohne Laschenüberdeckung bei Übertragung von Zug- und Biegespannungen zulassen. Bei Biegemomenten könnten die Stumpfnähte oft an solchen Stellen der Träger angeordnet werden, an denen nicht die größten Biegemomente auftreten, wo also die Spannungen nicht zu groß würden.

Von größtem Einfluß auf die bauliche Durchbildung geschweißter Fachwerkbrücken wird also die Erhöhung der zulässigen Spannungen bei Stumpfnähten und ihre uneingeschränkte Anwendung auch bei Bauteilen, die auf Zug oder Biegung beansprucht sind, sein. Diese äußerst wichtige Maßnahme hängt aber einmal von der Verwendung von Schweißdrähten ab, die eine Schweiße mit nahezu 100% Festigkeit der zu verbindenden Teile bei hoher Dehnung (15 bis 20%) liefern, und dann von der Möglichkeit, solche wichtigen Stumpfschweißungen einwandfrei auf ihre ganze Länge auf guten Einbrand und fehlerfreie Beschaffenheit der Schweiße, ohne deren Zerstörung im fertigen Bauwerk prüfen zu können. Die bis jetzt durchgeführten Versuche auf Prüfung der Dauerfestigkeit von Stumpfnähten haben sich nur mit gleichmäßig beanspruchten Stumpfnähten befaßt. Es fragt sich aber, ob bei einem auermittigen Kraftangriff, wie er in jedem Anschluß durch Nebenspannungen in den Knotenpunkten hervorgerufen wird, die Verhältnisse nicht wesentlich verschlechtert werden. Das Ergebnis der eingeleiteten Versuche muß abgewartet werden.

3. Einfluß der Schrumpfspannungen auf die Beanspruchung der Schweißnähte.⁶⁾

Durch die Schweißung entstehen Schrumpfspannungen in den zusammengeschweißten Bauteilen. Aus den nach dem Abkühlen entstandenen Längenänderungen wurden nach einer neueren Abhandlung

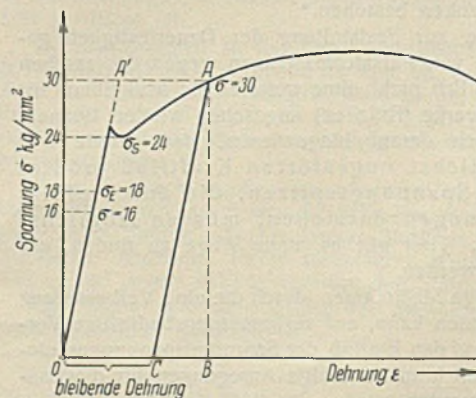


Abb. 3. Spannungs-Dehnungs-Diagramm für St 37.

so hohe Vorspannungen berechnet, daß nach dem Aufbringen der Verkehrslast ganz unzulässige Gesamtspannungen entstehen sollten, die nach der Ansicht des Verfassers dazu führen müßten, Schweißungen ganz zu verbieten. Hier liegt aber ein offener Trugschluß vor, der sich am leichtesten an der Hand des Spannungs-Dehnungs-Diagramms nachweisen läßt:

Es handle sich z. B. nach Abb. 3 um einen

⁵⁾ Dipl.-Ing. Malisius, Zur statischen Festigkeit von Schweißverbindungen. Elektroschweißung 1932, S. 225.

⁶⁾ Schweiz. Bauztg. 1932, Nr. 19.

Stab aus St 37 mit einer festgestellten Spannung an der Streckgrenze von $\sigma_s = 24 \text{ kg/mm}^2$.

Im Stab herrsche eine Vorspannung von $\sigma_v = 16 \text{ kg/mm}^2$. Nun werde der Stab so belastet, daß eine Spannung $\sigma_p = 14 \text{ kg/mm}^2$ hinzutrete. Die Gesamtspannung bei der Belastung wäre dann $\sigma = 16 + 14 = 30 \text{ kg/mm}^2$. Infolge Überschreitung der Streckgrenze wird der Werkstoff kalt gereckt. Nach der Entlastung zeigt der Stab eine Verlängerung um die bleibende Dehnung OC . Die Spannung ist vollständig verschwunden infolge der Kaltreckung und Entlastung. Gleichzeitig hat sich die Streckgrenze etwas gehoben. Bringen wir nun wieder die weit unter der Streckgrenze liegende Spannung von $\sigma_p = 14 \text{ kg/mm}^2$ auf, so ergibt sich eine elastische Dehnung entlang der Linie CA , die nach der 2. Entlastung wieder vollständig verschwindet. Die Verhältnisse liegen hier ganz ähnlich wie bei Breitflanschträgern mit hohen Walz- und Abkühlungsspannungen am Übergang vom Steg zum Flansch. Es ist genau so wie bei der 1. Probelastung einer Brücke. Die durch die Ungenauigkeit bei der Aufstellung der Brücke unvermeidlichen Vorspannungen einzelner Teile werden durch Kaltreckung beseitigt. Es bleibt nach der 1. Probelastung eine bleibende Durchbiegung. Etwas anders liegen allerdings die Verhältnisse bei den Schrumpfspannungen in den geschweißten Bauteilen, weil diese nicht vollständig entlastet werden können. Wahrscheinlich ist es aber so, daß an Stellen mit örtlicher Überschreitung der Fließgrenze andere benachbarte Bauteile die durch die bleibende Dehnung hervorgerufenen Spannungen aufnehmen müssen, so daß doch tatsächlich örtlich die vorgespannten Teile entlastet werden.

Zur Klärung dieser Frage sollen, wie aus Abb. 4 ersichtlich ist, zwei geschweißte Blechträger übereinander angeordnet werden. Die Enden werden verbunden, in der Mitte ist eine Druckpresse, durch die in der Mitte beide Träger belastet werden. Zuvor werden beide Blechträger mit einem geeigneten Lack angestrichen, der bei Überschreitung der Streckgrenze Fließfiguren erkennen läßt (photographieren). Nach der Entlastung wird der Lack abgebrannt; dann wird wieder ein neuer Lack aufgetragen. Bei neuer Belastung erkennt man, ob die Fließfiguren wieder an den früheren Stellen und bei denselben Lasten auftreten oder ob tatsächlich eine Entlastung eingetreten ist.

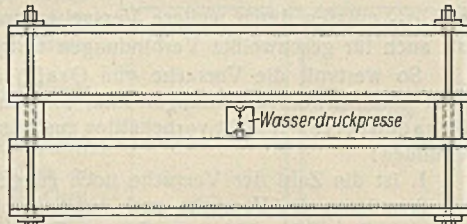


Abb. 4. Versuche mit lacküberzogenen Trägern.

Wenn ein Fließen des Werkstoffs an einzelnen Stellen infolge zu hoher Druck- oder Zugkräfte eingetreten ist, findet ein Abwandern der Vorspannungen und damit ein Spannungsausgleich statt.

Dieser Vorgang kann aber nur eintreten, wenn auch die Schweiße imstande ist, die bei der Kaltreckung auftretende Dehnung mitzumachen. Nach Versuchen von Malisius⁵⁾ liegt bei den Schweißern die Streckgrenze meist höher als beim Mutterwerkstoff. „Hat also der auf Zug beanspruchte Bauteil mit Längsnaht die Spannung erreicht, bei der der Mutterwerkstoff zu fließen beginnt, so kann die Schweißnaht noch mehr Spannung aufnehmen, bis auch sie die Fließgrenze erreicht hat. Erst dann tritt praktisch ein deutliches Fließen der ganzen Konstruktion ein, während bis dahin der Mutterwerkstoff nur so viel bleibende Dehnung erhalten hat, als die Naht noch elastische Dehnung aufnehmen konnte. Beginnt nun der Bauteil mit der Schweißnaht zu fließen, so kann dies ohne Riß nur so weit geschehen, bis die Bruchdehnung der Schweiße erreicht ist, bei blanken, gewöhnlichen Schweißdrähten oft schon bei etwa 2%.“ Daraus geht deutlich hervor, daß bei hochbeanspruchten Schweißnähten nur Schweißdrähte verwendet werden dürfen, die eine Schweiße mit hoher Festigkeit und namentlich auch hoher Bruchdehnung liefern. Hochwertige Schweißen mit 15 bis 20% Dehnung werden bisher nur mit ummantelten Schweißdrähten erreicht, deren Anwendungsgebiet leider noch dadurch beschränkt ist, daß eine richtige Wirkung der Ummantelung nur bei Schweißung in waagerechter Lage oder mit geringer Steigung zu erreichen ist. Bei allen größeren

Bauwerken sind jedoch auch senkrechte und Überkopfschweißungen erforderlich. Malisius stellt mit Recht die beachtliche Forderung, daß bei der Eignungsprüfung Versuche mit Zerreißproben mit Längsnaht verlangt werden müßten. „Die Probe muß etwa 30% Schweiße im Querschnitt enthalten, damit auch die Zone neben der Schweiße geprüft wird. Die Überhöhung der Raupe muß an den Enden für die Einspannung der Probe abgearbeitet werden, kann aber sonst stehenbleiben, und es kann eine Zugfestigkeit von mindestens 90% der Festigkeit des Mutterwerkstoffs verlangt werden, wobei die Überhöhung der Raupe nicht in den Rechnungsquerschnitt einzubeziehen ist. Bei besonders hochwertigen Schweißen kann man 15 bis 20% Bruchdehnung verlangen.“

4. Gurtplatten bei Blechträgern.

Bei Blechträgern ist es aus wirtschaftlichen Gründen oft von Vorteil, an Stelle mehrerer Gurtplatten nur eine dickere bis zum Ende der Träger durchgehen zu lassen, man vermeidet dann die langen Kehlnähte zur Verbindung der Platten. Die Größe der Platten, die aus Breitflachstahl ausgewalzt werden können, richtet sich nach dem Gewicht. 2,3 t ist etwa die Grenze. Die Platten aus Blechtafeln zu schneiden, wird zu teuer. In Fällen, in denen verschiedene Dicken der Gurtplatten angeordnet werden müssen, bringt man am Stoß die dickere Platte durch Ausschmieden auf die Dicke der dünneren Platte (Abb. 5). Dieser allmähliche Übergang ist bei dynamisch beanspruchten Teilen besser als die plötzliche Querschnittsänderung. Es wäre am besten, wenn die Stumpfnaht so hoch beansprucht werden dürfte, daß eine Laschenüberdeckung überflüssig würde. Da die Blechträger im allgemeinen gedreht werden können, so kommen Überkopfschweißungen nicht in Betracht. Nach den zur Zeit noch geltenden Vorschriften (DIN 4100) muß aber der Stoß noch mittels Laschen gedeckt werden.

In Abb. 5 ist eine Decklasche einseitig angeordnet. Abb. 6 zeigt einen Gurtplattenstoß mit zweiseitiger Laschendeckung. Für die obere

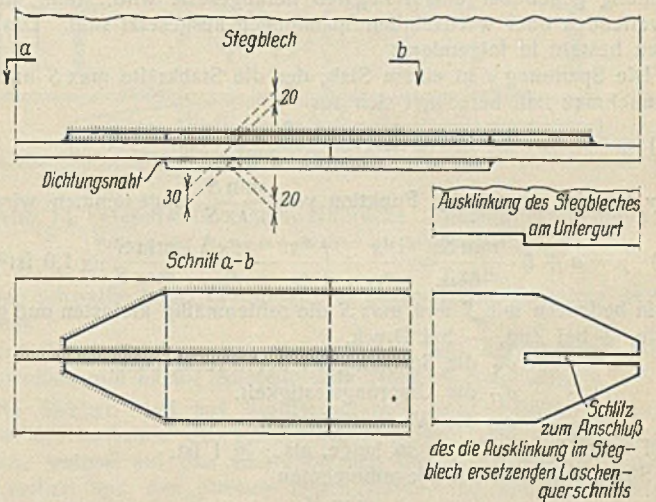


Abb. 6. Unmittelbarer zweiseitig gedeckter Gurtplattenstoß.

Decklasche ist das Stegblech ausgeschnitten. Die Lasche ist an den Enden geschlitzt, so daß der fehlende Teil des Stegblechs durch die Decklasche außerhalb der rechnerisch notwendigen Laschenlänge an das Stegblech voll angeschlossen und ersetzt ist. Die geschlitzte Decklasche wird zuerst mit der gestoßenen Gurtplatte verschweißt und dann das Stegblech draufgesetzt und verschweißt.

Nach DIN 4100 § 4⁶⁾ sind Gurtplatten erst an der Stelle als wirksam anzusehen, wo ihr Querschnitt durch die Schweiß-

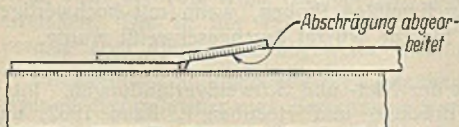


Abb. 5. Verbindung verschieden dicker Gurtplatten.

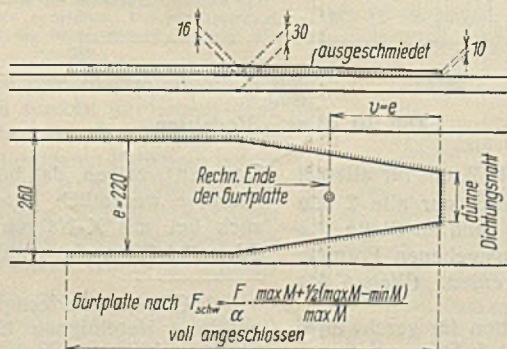


Abb. 7. Gurtplattenanschluß. Neuer Vorschlag.

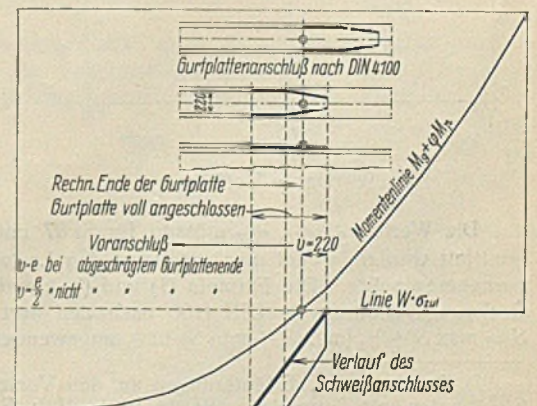


Abb. 8. Gurtplattenanschluß. Neuer Vorschlag.

nähte voll angeschlossen ist⁷⁾. Man wollte mit dieser Vorschrift erreichen, daß Gurtplatten schon an der Stelle voll angeschlossen sind, an der sie in Wirksamkeit treten sollen. Durch diese Vorschrift sind geschweißte Bauwerke etwas ungünstiger gestellt als genietete. Man könnte sich (Abb. 7) vielleicht hier dem Gedankengang, der der Nietbauweise zugrunde lag, anpassen und nur verlangen, daß die Gurtplatte um einen bestimmten Teil der eigenen Breite über das rechnermäßige Ende hinausgeführt werden muß. Das überschießende Ende v könnte

sein $v = \frac{e}{2}$, wenn das Gurtplattenende nicht abgeschrägt ist, $v = e$, wenn das Gurtplattenende abgeschrägt ist, wo e die Gurtplattenbreite ist. Es muß aber wie bei der Nietung darauf geachtet werden, daß stets die Linie der $W \cdot \sigma_{zul}$ außerhalb der aus den Kräften berechneten Momentlinie (Abb. 8) liegt. In Abb. 8 ist zum Vergleich ein Anschluß nach DIN 4100 und nach dem neuen Vorschlag gezeigt.

5. γ -Verfahren.

Bei Anwendung der in DIN 4100 unter II. Brückenbau zu § 4 gegebenen Formeln $S = \max S + \frac{1}{2}(\max S - \min S)$ usw. sind zwar die Schweißnähte selbst ausreichend bemessen, aber aus den oben angegebenen Gründen werden vielleicht die zu verbindenden Teile den Dauerbeanspruchungen infolge der Verkehrslasten nicht gewachsen sein.

Bei der Berechnung von Druckstäben nach dem ω -Verfahren muß sein

$$\sigma = \omega \cdot \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

ω ist ein vom Werkstoff abhängiger Beiwert > 1 , mit dem die Stabkraft zu vervielfältigen ist, um den Knickstab ähnlich wie einen Zugstab berechnen zu können. Durch den Beiwert ω wird also berücksichtigt, daß ein Druckstab nicht so hoch beansprucht werden darf wie ein Zugstab.

Ähnlich soll bei dem γ -Verfahren vorgegangen werden, bei dem berücksichtigt wird, daß bei dynamisch beanspruchten Teilen die zulässige Spannung gegenüber einem Zugstab herabgesetzt wird, wenn die Teile schwelenden oder wechselnden Spannungen ausgesetzt sind. Das γ -Verfahren besteht in folgendem:

Die Spannung σ in einem Stab, der die Stabkräfte $\max S$ und $\min S$ aufzunehmen hat, berechnet sich aus

$$(1) \quad \sigma = \gamma \cdot \frac{\max S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

wo γ als eine geradlinige Funktion von $\frac{\min S}{\max S}$ angenommen wird, also

$$(2) \quad \gamma = a + b \cdot \frac{\min S}{\max S} = \frac{\sigma_S}{\sigma_U} + \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_U} - \frac{\sigma_S}{\sigma_W} \right) \cdot \frac{\min S}{\max S} \geq 1,0 \text{ ist}^8)$$

Hierin bedeuten $\min S$ und $\max S$ die zahlenmäßig kleinsten und größten Werte, + bei Zug, - bei Druck,

σ_S die Spannung an der Streckgrenze,

σ_U die Ursprungsfestigkeit,

σ_W die Wechselfestigkeit.

Die Formel für γ gilt nur so lange, als $\gamma \geq 1$ ist. Sinngemäß soll bei Biegemomenten

$$(3) \quad \sigma = \gamma \cdot \frac{\max M}{W} \leq \sigma_{zul} \text{ sein.}$$

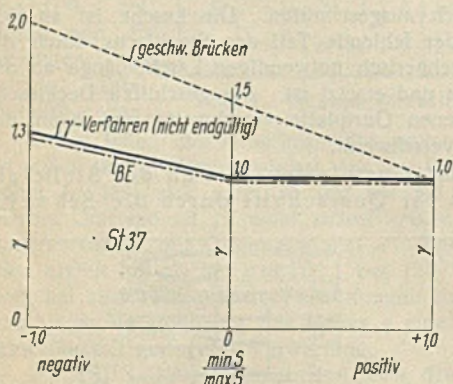


Abb. 9. Das γ -Verfahren.

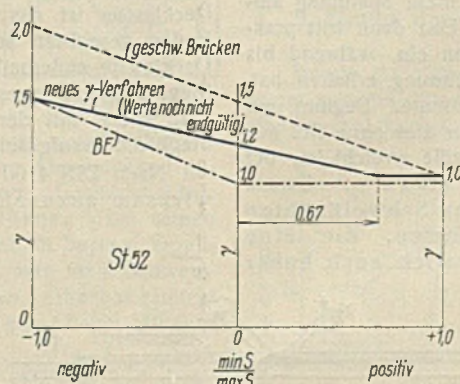


Abb. 10. Das γ -Verfahren.

Die Werte σ_S , σ_U , σ_W müssen für St 37 und St 52 ein für allemal ermittelt werden, wobei man möglichst den Lastwechsel nur alle 2 min vornehmen sollte. Die Formeln (1) und (3) könnten dann an Stelle des Rechnerverfahrens in DIN 4100 nach den dort angegebenen Formeln $S = \max S + \frac{1}{2}(\max S - \min S)$ usw. angewendet werden. (Wegen des

⁷⁾ Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten mit Beispielen. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn. S. 6.

⁸⁾ Die Ableitung dieser Formel aus den Grenzbedingungen erschien in der Bautechn. 1933, Heft 9, S. 114.

Rechnungsganges beim Anschluß nach dem Querschnitt wird auf meine Erläuterungen⁷⁾, S. 11 u. 52, verwiesen.)

Beispielsweise wird bei St 37 mit

$$\sigma_S = 2400 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_U = 2400 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_W = 1800 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\gamma = 1,0 - 0,3 \cdot \frac{\min S}{\max S} \geq 1,0.$$

Diese Formel liefert dieselben Werte wie die Formel in den Berechnungsgrundlagen für elserne Eisenbahnbrücken (BE) 1925

$$\sigma = \frac{\max S - 0,3 \min S}{F} = \frac{\max S}{F} \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\min S}{\max S} \right) \leq \sigma_{zul}$$

Die gestrichelte Linie (Abb. 9) gibt die Werte von γ nach den Schweißvorschriften bei Berücksichtigung des Vorzeichens

$$\sigma = \frac{\max S + \frac{1}{2}(\max S - \min S)}{F} = \frac{\max S}{F} \left(1,5 - 0,5 \cdot \frac{\min S}{\max S} \right) \leq \sigma_{zul}$$

Man erkennt, daß die Formel in den Schweißvorschriften wesentlich größere γ -Werte liefert als die BE für die Bemessung der Querschnitte; die Schweißvorschriften ergeben also für die Schweißnähte einen höheren Sicherheitsgrad.

Ähnlich wird beispielsweise bei St 52 mit

$$\sigma_S = 3600,$$

$$\sigma_U = 3000,$$

$$\sigma_W = 2400,$$

$$\gamma = 1,2 - 0,3 \cdot \frac{\min S}{\max S} \geq 1,0 \text{ (Abb. 10).}$$

Die Werte für die Wechselfestigkeit σ_W und die Ursprungsfestigkeit σ_U müssen durch weitere Versuche sowohl für den Mutterwerkstoff als auch für geschweißte Verbindungen festgestellt werden.

So wertvoll die Versuche von Graf⁹⁾ über die Dauerfestigkeit von Niet- und Schweißverbindungen sind, so kann man den Schlußfolgerungen Schaechterle¹⁰⁾ nicht vorbehaltlos zustimmen, und zwar aus folgenden Gründen:

1. ist die Zahl der Versuche noch zu gering,
2. müssen die Versuche auch auf Schweißen, aus hochwertigen, umhüllten Schweißdrähten (Pintsch-Elektroden) hergestellt, ausgedehnt werden, wobei im Sinne der vorstehenden Ausführungen mit möglichst dünnen Schweißdrähten vorgeschweißt werden muß. Auch ist darauf Bedacht zu nehmen, daß in der Übergangszone der Einbrand nicht die in Abb. 1 bei A, B, A' und B' angedeuteten ungünstigen Kerbwirkungen hervorruft und daß bei Stumpfnähten, namentlich bei X-Nähten, im Scheitel keine Hohlräume oder Schlackennester auftreten, die ungünstige Kerbwirkung ausüben,
3. ist der Lastwechsel bei den Versuchen viel mehr den beim Brückenbau vorkommenden Verhältnissen (etwa erst alle 2 min ein Lastwechsel) anzupassen.

Die Versuche von

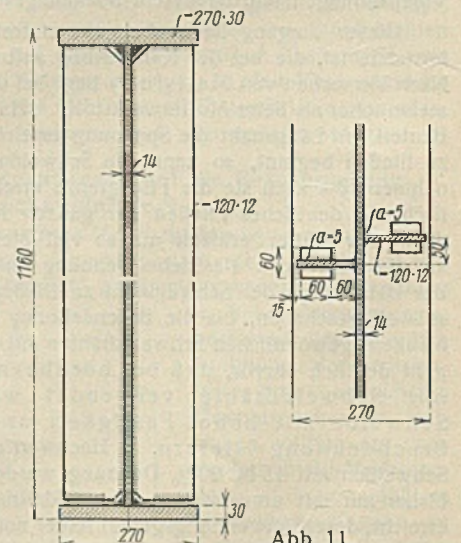


Abb. 11. Aussteifungen an geschweißten Blechträgern.

Dörnen⁴⁾ zeigen, daß bei Verringerung der Zahl der Lastwechsel die Verhältnisse wesentlich günstiger ausfallen, sowohl bei ungeschweißten als auch bei mit X-Nähten geschweißten Proben, wenn mit hochwertigen Schweißdrähten einwandfrei bis zur Wurzel durchgeschweißt wurde.

⁹⁾ Graf, Dauerfestigkeit der Niet- und Schweißverbindungen. Internationale Vereinigung für Brücken- und Hochbau 1, Band 1932, und Stahlbau 1932, S. 177.

¹⁰⁾ Schaechterle, Die zulässigen Spannungen bei genieteten und geschweißten Stahlbauten. Bautechn. 1932, S. 590 u. f.

Interessant sind auch die Versuche von Dr. Gerbes, der in einer Doktordissertation (Danzig, 28. Juli 1931) Untersuchungen über Schwingungsdrehfestigkeit von St 37 und St 60 beschrieben hat. Dabei wurden folgende Werte für σ_w bei St 37 gefunden:

- $\sigma_w = 17 \text{ kg/mm}^2$ ungeschweißt,
- $\sigma_w = 16 \text{ kg/mm}^2$ autogen geschweißt,
- $\sigma_w = 15 \text{ kg/mm}^2$ bei elektrischer Widerstandsschweißung.

Anderweit ist gefunden worden, daß

- $\sigma_w = \text{rd. } 0,4 \sigma_B$, also bei St 37 im Mittel
- $\sigma_w = 0,4 \cdot 40 = 16 \text{ kg/mm}^2$ ist. Die Übereinstimmung mit dieser Formel ist gut.

6. Aussteifungen an geschweißten Blechträgern.

Die Reichsbahn hat einen Musterentwurf für eine geschweißte Blechträgerbrücke von 10 m Stützweite ausgearbeitet. In Abb. 11 wird gezeigt, wie die Aussteifungen dabei ausgebildet werden sollen.

Im Grundriß sind die aus Flachstahl bestehenden Aussteifungen versetzt angeordnet, um die Schweißnähte am Stegblech nicht zu sehr zu häufen. Die Aussteifungen sind an den Gurtungen ausgeklinkt, damit beim Anschweißen der Aussteifungen die Hauptnähte zwischen Stegblech und Gurtung nicht beunruhigt werden müssen. Im Druckgurt werden die Aussteifungen angeschweißt. Da sich die Aussteifungen beim Anschweißen an das Stegblech infolge von Schrumpfung etwas kürzen, so könnten sie im Untergurt nicht spaltlos angeschweißt werden. Zu diesem Zweck werden im Untergurt kurze Flachstäbe eingelegt, die mit den Aussteifungen verschweißt werden. Diese Flachstäbe werden am Untergurt nur durch Schweißnähte gleichlaufend zum Steg befestigt, da die Schwächung der Gurtplatte durch diese Nähte nicht so schädlich ist als bei Schweißnähten senkrecht dazu.

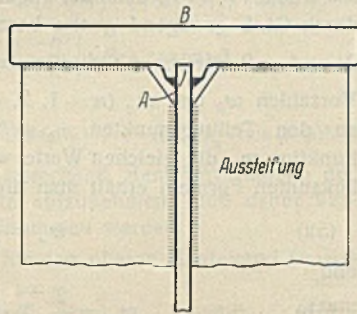


Abb. 12. Flanschprofil zur Bildung von Blechträgern.

7. Flanschprofile¹¹⁾ zur Bildung von Blechträgern.

Durch profilierte Gurtplatten nach Abb. 12 wird der Zusammenbau erleichtert. Eine Schwächung der Gurtplatte wird vermieden. Die Stegblechschwächung bei A ist an einer Stelle, an der die Biegespannungen des Trägers geringer sind als in der äußersten Faser. Auch haben Versuche gezeigt, daß die Dauerfestigkeiten bei diesen Flanschprofilen höher liegen als bei der sonst üblichen Anordnung.

8. Verwendung halber Breitflanschträger¹²⁾.

Bei geschweißten Blechträgern kann man Bleche zwischen Halbprofilen (halbe Breitflanschträger) stumpf einschweißen (Abb. 13). Hierdurch kann man auf einfachste Art eine Form bekommen, die sich den Biegemomenten gut anschließt. Es empfiehlt sich aber nicht, sich Breitflanschträger selbst in zwei Hälften zu zerschneiden, weil die Breitflanschträger manchmal so hohe innere Spannungen haben, daß schon Unfälle vorgekommen sind. Besser ist es, man bestellt sich beim Werk¹³⁾ fertige

Halbträger. In der Krümmung bei A werden zweckmäßig wegen der Abtriebkraft Aussteifungen aufgeschweißt. Bei B, wo sich die Schweißnähte überdecken, kann man in den Aussteifungen Aussparungen an-

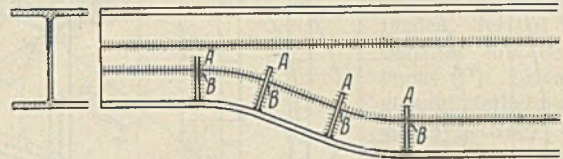


Abb. 13. Verwendung halber Breitflanschträger.

ordnen, so daß die Hauptnähte nicht durch das nochmalige Aufschweißen beunruhigt zu werden brauchen.

9. Dynamisch beanspruchte Fachwerkträger.

Während vollwandige Tragwerke, auch wenn sie dynamisch beansprucht sind, nach den heutigen Erfahrungen unbedenklich mit ausreichender Sicherheit geschweißt werden können, ist das Verhalten geschweißter, dynamisch beanspruchter Fachwerke noch nicht genügend geklärt. Es empfiehlt sich also, bis zum Abschluß der eingeleiteten Versuche dynamisch stark beanspruchte Fachwerke noch nicht zu schweißen. Soviel ist aber schon jetzt bekannt, daß nur hochwertige Schweißdrähte,

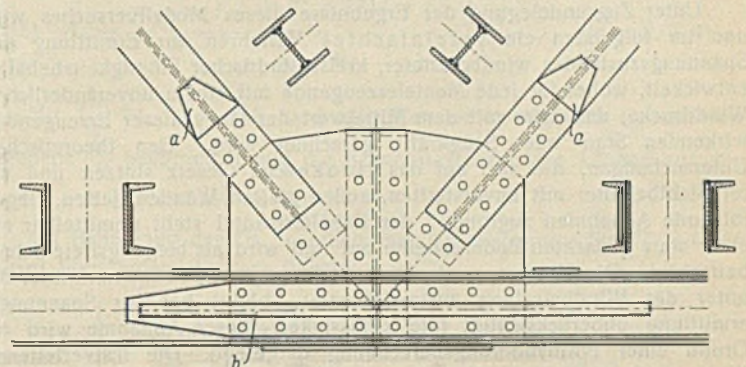


Abb. 14. Geschweißte Fachwerkbrücke; Knotenpunkt genietet. Futter a und Flachstab b ersetzen die Nietlochschwächung.

die eine Schweiße hoher Festigkeit und großer Dehnung liefern, in Frage kommen.

Unbedenklich ist es aber, die einzelnen Teile der Fachwerkstäbe zu verschweißen und an die Knotenbleche (Abb. 14) anzunieten¹⁴⁾.

Die Streben sind aus Breitflanschstahl zu I-Profilen zusammengeschweißt, zwischen die Knotenbleche geführt und außerdem durch Laschen, welche auf den Knotenblechen liegen, angenietet. Zwischen den Laschen und den Streben liegen Futter, die durch Aufschweißen so weit in die Streben hinein vorgezogen sind, daß die Nietschwächung durch sie ersetzt wird, also der Vorteil der Schweißung erhalten bleibt. Dabei ergibt sich ein günstiger Kraftfluß.

¹⁴⁾ Schaper, Grundlagen des Stahlbaues, 6. Auflage. Berlin 1933, Wilh. Ernst & Sohn.

Alle Rechte vorbehalten.

Berechnung zylindrischer Flüssigkeitsbehälter auf Winddruck unter Zugrundelegung beobachteter Lastverteilungen.

Von Dr.-Ing. Karl Girkmann, Wien.

Inhalt: Für eine Verteilung der Windkräfte, die den Ergebnissen eines bekannten Modellversuches entspricht, wird ein Näherungsverfahren zur Bestimmung des Spannungszustandes windbelasteter, kreiszylindrischer Behälter mit unverstellten Wänden entwickelt. Der Behältermantel wird hierbei als biegeunfähige Schale, unter Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung des Daches, berechnet.

Die Spannungen, die vom Winddruck in den Wandungen zylindrischer Flüssigkeitsbehälter hervorgerufen werden, sind zumeist nur unbedeutend und dürfen bei kleineren Bauwerken gegenüber den Einwirkungen des Flüssigkeitsdruckes vernachlässigt werden. Bei größeren Behältern jedoch können im Falle ungünstiger Anlageverhältnisse (z. B. bei schlanker Bauform) auch die vom Wind verursachten Spannungen beträchtlichere Werte erreichen. Die in der Praxis übliche elementare Biegeberechnung vermag aber diese Spannungswerte nicht annähernd richtig anzugeben.

Bekanntlich kommen nun die Lastannahmen, die nach den geltenden Baupolizeivorschriften der Berechnung von Hochbauten auf Winddruck zugrunde zu legen sind, den wirklichen Verhältnissen sehr wenig nahe. In Abb. 1a ist die nach Vorschrift anzunehmende Belastung für einen kreiszylindrischen Behälter dargestellt: es werden nur Staudrücke, und

zwar nach dem Verteilungsgesetz $w_\varphi = w_v \cdot \cos^2 \varphi$ berücksichtigt. In Abb. 1b hingegen ist eine Lastanordnung gezeichnet, die ein bekannter Versuch¹⁾ mit einem Behältermodell ergeben hat; die zugehörige Abb. 2 zeigt einige charakteristische Meridianschnitte des beobachteten Lastkörpers.

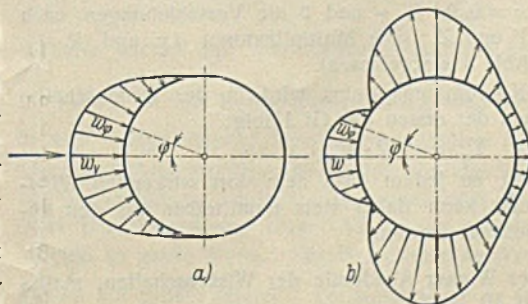


Abb. 1 a u. b.

In meiner Abhandlung „Zur Berechnung zylindrischer Flüssigkeits-

¹⁾ Dr.-Ing. O. Flachsbar: „Winddruckmessungen an einem Gasbehälter“, Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen, 3. Lieferung.

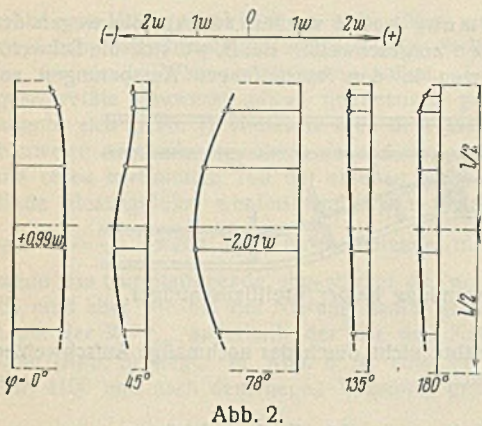


Abb. 2.

behälter auf Winddruck²⁾ habe ich neben der vorschrittmäßigen Belastung auch diese beobachtete Lastanordnung in Untersuchung gezogen und den Spannungszustand des Behältermantels nach der Schalentheorie ermittelt. Hierbei wurde auch das Anschwellen der Windkräfte gegen die halbe Mantelhöhe hin, das im Bereich der größten Stau- und Saugdrücke ($\varphi = 0^\circ$ und $\varphi = 78^\circ$) zu beobachten ist (Abb. 2), im Ansatz der Lastfunktion berücksichtigt.

Unter Zugrundelegung der Ergebnisse dieses Modellversuches wird nun im folgenden ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung des Spannungszustandes windbelasteter, kreiszylindrischer Flüssigkeitsbehälter entwickelt, wobei für jede Mantelerzeugende mit einem unveränderlichen Winddrucke, und zwar mit dem Mittelwert der längs dieser Erzeugenden wirkenden Stau- oder Saugkräfte gerechnet wird. Den theoretischen Untersuchungen, die sich auf das Hookesche Gesetz stützen und die für Stahlbehälter mit unversteiften, außen glatten Wänden gelten, liegen folgende Annahmen zugrunde: der Behältermantel steht unmittelbar auf einer starr gedachten Bodenscheibe auf und wird als biegungsfreie Schale betrachtet. Die Verzerrung der kreisringförmigen Mantelquerschnitte, die unter der Windbelastung zustandekommt, bleibt bei der Spannungsermittlung unberücksichtigt (die Zulässigkeit dieser Annahme wird auf Grund einer Formänderungsberechnung dargelegt). Die lastverteilende Wirkung der am oberen Mantelrande aufsitzenden Dachkonstruktion wird in Rechnung gestellt. Es werden nur Spannungsaufgaben behandelt; Stabilitätsprobleme kommen ja für die gegenständlichen Bauwerke im allgemeinen auch kaum in Frage.

Die Betrachtung des Gleichgewichts am Schalenelemente Abb. 3 führt zu den Gleichgewichtsbedingungen 1, welchen die Formänderungsgleichungen 2, sowie die bekannten, zwischen Spannungen und Formänderungen bestehenden Beziehungen 3 angefügt sind³⁾:

$$(1) \begin{cases} \frac{1}{R} \cdot T_\varphi + w_\varphi = 0 \\ \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{1}{R} \cdot \frac{\partial T_\varphi}{\partial \varphi} = 0 \\ \frac{\partial T_x}{\partial x} + \frac{1}{R} \cdot \frac{\partial S}{\partial \varphi} = 0 \end{cases} \quad (2) \begin{cases} \epsilon_x = \frac{\partial \xi}{\partial x} \\ \epsilon_\varphi = \frac{1}{R} \cdot \left(\frac{\partial \eta}{\partial \varphi} - \zeta \right) \\ \gamma = \frac{1}{R} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \varphi} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} T_x = \frac{E \cdot \delta}{1 - \nu^2} \cdot (\epsilon_x + \nu \cdot \epsilon_\varphi) \\ T_\varphi = \frac{E \cdot \delta}{1 - \nu^2} \cdot (\epsilon_\varphi + \nu \cdot \epsilon_x) \\ S = \frac{E \cdot \delta}{2(1 + \nu)} \cdot \gamma \end{cases}$$

Es bedeuten (Abb. 3): w_φ den radial gerichteten, voraussetzungsgemäß von x unabhängigen Winddruck, T_φ , S und T_x die Spannungsergebnisse, δ die Schalendicke, R den Radius des zylindrischen Behältermantels, ϵ_x und ϵ_φ die Dehnungen in Richtung X und Y , γ die zugehörige Schiebung, E den Elastizitätsmodul, ν den reziproken Wert der Querdehnungszahl (für Stahl $\nu = 0,3$), ξ , η und ζ die Verschiebungen nach den Achsrichtungen X , Y und Z . (Die Multiplikatoren dx und $R \cdot d\varphi$ der Spannkkräfte sind in Abb. 3 weggelassen).

Der Ursprung des Koordinatensystems wird in der Bodenscheibe liegend angenommen. Aus der ersten der Gl. 1 folgt

$$(4) \quad T_\varphi = -R \cdot w_\varphi$$

d. h. die Ringspannung ist an jedem Orte dem dort wirkenden Winddrucke verhältnismäßig und kann daher stets unmittelbar aus den gegebenen Windkräften gerechnet werden.

²⁾ Sitzungsberichte der Wiener Akademie der Wissenschaften, math.-naturw. Kl., 141. Bd., 9. u. 10. Heft.

³⁾ S. z. B. Handbuch der Physik, Bd. VI, S. 263.

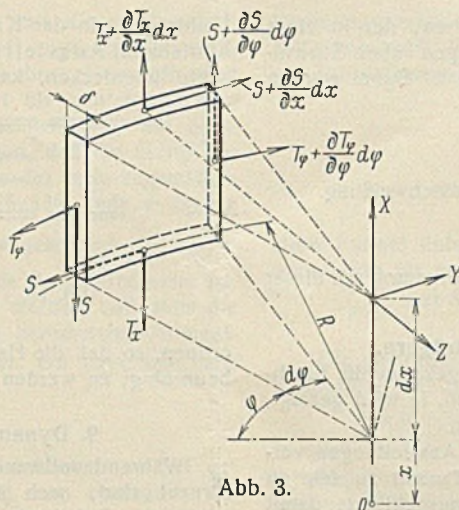


Abb. 3.

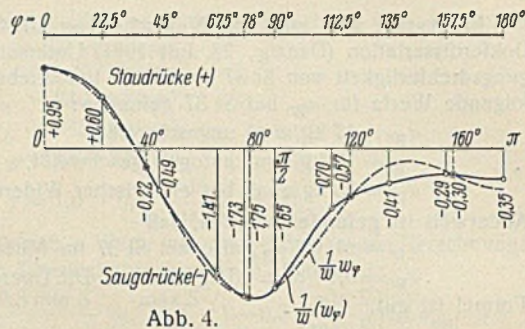


Abb. 4.

Zur Integration der Gl. 1 u. 2 soll der in Einzelkräften vorgegebene Lastkörper analytisch dargestellt werden. In Abb. 4 sind in der Abwicklung eines halben Mantelrings die Mittelwerte der gemessenen Windkräfte¹⁾ an den zugehörigen Orten φ als Ordinaten abgetragen und ihre Endpunkte zur Lastkurve (w_φ) verbunden worden. Nach dem Verfahren der harmonischen Analyse kann nun diese Lastkurve (w_φ) durch die trigonometrische Summe

$$(5) \quad w_\varphi = w_0 + \sum_1^x w_n \cdot \cos(n\varphi)$$

genähert dargestellt werden. Für die vorliegenden Zwecke genügen vier cos-Glieder ($x=4$), denn der allgemeine Verlauf der Kurve (w_φ) erscheint durch Gl. 5 genügend genau beschrieben, wenn das Intervall $0-2\pi$ in $2x+1=9$ gleiche Abschnitte zu je $\lambda = \frac{2\pi}{9}$ unterteilt wird und die Vorzahlen w_0 und w_n ($n=1, 2, 3, 4$) daher so bestimmt werden, daß an den Teilungspunkten $\varphi_k = k \cdot \lambda$ ($k=-4, -3, \dots, 0, \dots, 3, 4$) die Funktion w_φ die gleichen Werte wie die Ordinaten (w_φ) annimmt. Nach bekannten Formeln erhält man die Vorzahlen

$$(5a) \quad w_0 = \frac{1}{9} \sum_{-4}^{+4} (w_\varphi)_k$$

und

$$(5b) \quad w_n = \frac{2}{9} \sum_{-4}^{+4} (w_\varphi)_k \cdot \cos(n\varphi_k);$$

mit den in Abb. 4 eingeschriebenen Ordinaten (w_φ)_k ergibt die Auswertung

$$(5c) \quad \begin{cases} w_0 = -0,526 w, & w_1 = +0,253 w \\ w_2 = +0,950 w, & w_3 = +0,462 w, & w_4 = -0,189 w. \end{cases}$$

Hierin bedeutet w den theoretischen Staudruck (w in $\text{kg/m}^2 = \frac{v^2}{16}$,

v in m/sek^{-1}). Die durch Gl. 5 u. 5c bestimmte Lastfunktion w_φ ist in Abb. 4 gestrichelt eingezeichnet; sie gibt den allgemeinen Verlauf der Lastkurve (w_φ) hinreichend genau wieder, ihre schärfere Krümmung im Bereiche $\varphi \approx 120^\circ$ bis π hat bloß zur Folge, daß die Spannungsergebnisse S und T_x dort etwas zu groß errechnet werden. Nach Einführung von w_φ aus Gl. 5 in Gl. 1 können diese schrittweise integriert werden und man erhält

$$(4a) \quad T_\varphi = -R \cdot w_\varphi = -R \cdot \left[w_0 + \sum_1^4 w_n \cdot \cos(n\varphi) \right],$$

$$(6) \quad S = \sum_1^4 A_n \cdot \sin(n\varphi) - x \sum_1^4 w_n \cdot n \cdot \sin(n\varphi),$$

$$(7) \quad T_x = \frac{x^2}{2R} \sum_1^4 w_n \cdot n^2 \cdot \cos(n\varphi) - \frac{x}{R} \sum_1^4 A_n \cdot n \cdot \cos(n\varphi) + \sum_1^4 B_n \cdot \cos(n\varphi).$$

$\sum A_n \cdot \sin(n\varphi)$ und $\sum B_n \cdot n \cdot \cos(n\varphi)$ sind in dieser Form angesetzte Integrationskonstante der beiden nach x durchgeführten Integrationen; die A_n und B_n bedeuten Unveränderliche.

Unter Zugrundelegung einer mittleren Wandstärke δ sollen nun die Formänderungsgrößen ermittelt werden, um die Lastverteilung durch das Dach erfassen zu können. Aus Gl. 2 u. 3 folgt

$$E \cdot \delta \cdot \epsilon_x = E \cdot \delta \cdot \frac{\partial \xi}{\partial x} = T_x - \nu \cdot T_\varphi;$$

die Werte der Spannungsergebnisse aus Gl. 4a u. 7 eingesetzt und sodann nach x integriert, erhält man hieraus

$$(8) \quad E \cdot \delta \cdot \xi = \nu \cdot x \cdot R \cdot w_0 + \sum \left(\nu \cdot x \cdot R + \frac{x^3 \cdot n^2}{6 \cdot R} \right) \cdot w_n \cdot \cos(n\varphi) - \frac{x^2}{2 \cdot R} \sum A_n \cdot n \cdot \cos(n\varphi) + x \sum B_n \cdot \cos(n\varphi) + f_1(\varphi).$$

Voraussetzungsgemäß ist der Mantel in der Bodenscheibe in lotrechter Richtung unverschieblich gelagert; für $x=0$ muß daher $\xi=0$ sein, woraus sich für die Integrationskonstante ergibt

$$(9) \quad f_1(\varphi) = 0.$$

Aus Gl. 2 u. 3 folgt ferner

$$\gamma = \frac{2(1+\nu)}{E \cdot \delta} \cdot S = \frac{1}{R} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \varphi} + \frac{\partial \eta}{\partial x}$$

und hieraus

$$E \cdot \delta \cdot \frac{\partial \eta}{\partial x} = 2(1+\nu) \cdot S - \frac{E \cdot \delta}{R} \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \varphi};$$

S aus Gl. 6 und $\frac{\partial \xi}{\partial \varphi}$ aus Gl. 8 eingeführt und nach x integriert, entsteht

$$(10) \quad E \cdot \delta \cdot \eta = \int \left[\frac{x^4 \cdot n^3}{24 \cdot R^2} - n \left(1 + \frac{1}{2} \nu \right) \cdot x^2 \right] \cdot \omega_n \cdot \sin(n\varphi) - \int \left[\frac{x^3 \cdot n^2}{6 \cdot R^2} - 2(1+\nu) \cdot x \right] \cdot A_n \cdot \sin(n\varphi) + \frac{x^2}{2 \cdot R} \int \Sigma B_n \cdot n \cdot \sin(n\varphi) + f_2(\varphi).$$

Soll der Mantel auch in tangentialer Richtung mit dem starren Behälterboden überall unnachgiebig verbunden sein, so muß für $x=0$ auch $\eta=0$ werden, woraus

$$(11) \quad f_2(\varphi) = 0$$

folgt. Schließlich erhält man aus Gl. 2 u. 3

$$\xi = -R \cdot \epsilon_{\varphi} + \frac{\partial \eta}{\partial \varphi}, \quad \text{worin } \epsilon_{\varphi} = \frac{1}{E \cdot \delta} \cdot (T_{\varphi} - \nu \cdot T_x)$$

ist; mit Gl. 4a, 7 u. 10, unter Berücksichtigung von Gl. 11, entsteht

$$(12) \quad E \cdot \delta \cdot \xi = R^2 [\omega_0 + \int \omega_n \cdot \cos(n\varphi)] + \int \left[\frac{x^4 \cdot n^4}{24 \cdot R^2} - x^2 \cdot n^2 \right] \cdot \omega_n \cdot \cos(n\varphi) - \int \left[\frac{x^3 \cdot n^3}{6 \cdot R^2} - (2+\nu) \cdot x \cdot n \right] \cdot A_n \cdot \cos(n\varphi) + \int \left[\nu \cdot R + \frac{x^2 \cdot n^2}{2 \cdot R} \right] \cdot B_n \cdot \cos(n\varphi)$$

Für $x=0$ wird

$$(13) \quad \xi_0 = \frac{1}{E \cdot \delta} [R^2 \cdot \omega_0 + R^2 \int \omega_n \cdot \cos(n\varphi) + \nu \cdot R \int B_n \cdot \cos(n\varphi)].$$

ξ_0 ist also von Null verschieden. Entsprechend dem Unvermögen der biegungsfreien Schale, radiale Querkräfte aufzunehmen, muß daher Verschieblichkeit in radialer Richtung angenommen werden.

Aus Gl. 10, 11 u. 12 ergeben sich für den oberen Mantelrand ($x=l$) die folgenden Beziehungen

$$(10a) \quad E \cdot \delta \cdot \eta_l = \int \left[\frac{l^4 \cdot n^3}{24 \cdot R^2} - n \left(1 + \frac{1}{2} \nu \right) \cdot l^2 \right] \cdot \omega_n \cdot \sin(n\varphi) - \int \left[\frac{l^3 \cdot n^2}{6 \cdot R^2} - 2(1+\nu) \cdot l \right] \cdot A_n \cdot \sin(n\varphi) + \frac{l^2}{2 \cdot R} \int \Sigma B_n \cdot n \cdot \sin(n\varphi).$$

und

$$(12a) \quad E \cdot \delta \cdot \xi_l = R^2 [\omega_0 + \int \omega_n \cdot \cos(n\varphi)] + \int \left[\frac{l^4 \cdot n^4}{24 \cdot R^2} - n^2 \cdot l^2 \right] \cdot \omega_n \cdot \cos(n\varphi) - \int \left[\frac{l^3 \cdot n^3}{6 \cdot R^2} - (2+\nu) \cdot n \cdot l \right] \cdot A_n \cdot \cos(n\varphi) + \int \left[\nu \cdot R + \frac{l^2 \cdot n^2}{2 \cdot R} \right] \cdot B_n \cdot \cos(n\varphi).$$

Bestimmung der Konstanten A_n und B_n :

Für die Untersuchung des Einflusses der auf den Mantel unmittelbar einwirkenden Windkräfte möge vorausgesetzt werden, daß die Dachkonstruktion in waagerechter Richtung ein starres Gebilde darstelle, welches aber in lotrechter Richtung, im Vergleich zum Mantel, leicht zu verformen sei. Für $x=l$ dürfen dann die T_x Null gesetzt werden und aus Gl. 7 folgt damit

$$(14) \quad B_n = \frac{n \cdot l}{R} \cdot A_n - \frac{n^2 \cdot l^2}{2 \cdot R} \cdot \omega_n \dots (n=1, 2, 3, 4).$$

Zwischen Mantel und Dachkonstruktion können nur mehr Scherkräfte $S_{x=l}$ wirken und diese Kräfte müssen am Dache ein Gleichgewichtssystem bilden. Unter Berücksichtigung der Symmetrie des Lastangriffes bezüglich der Meridianebene $0-\pi$ muß daher die Resultierende aller zur Windrichtung parallelen Seitenkräfte $S_l \cdot \sin \varphi$ der S_l Null sein:

$$2 \int_0^{\pi} \Sigma [A_n - \omega_n \cdot n \cdot l] \cdot R \cdot \sin(n\varphi) \cdot \sin \varphi \cdot d\varphi = 0$$

also

$$(A_1 - \omega_1 \cdot l) \cdot R \cdot \pi = 0$$

und somit

$$(15) \quad A_1 = \omega_1 \cdot l$$

Der Behältermantel sei längs seines oberen Randes mit der waagrecht starren Dachkonstruktion in tangentialer Richtung unverschieblich verbunden; in radialem Sinne mögen sich aber die Punkte des Mantelrandes wieder frei bewegen können. Unter der Einwirkung der Windkräfte

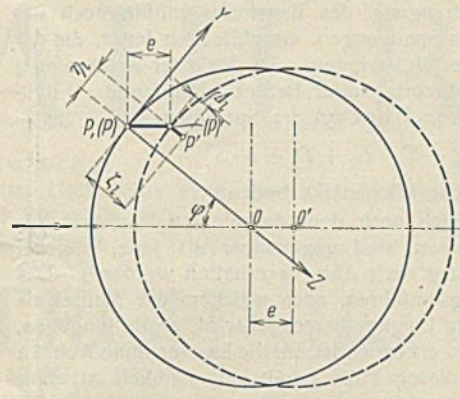


Abb. 5.

verschiebt sich das Dach in der Windrichtung um die waagerechte Strecke e (Abb. 5); ein beliebiger Punkt P des oberen Mantelrandes, der bei lastfreiem Behälter mit dem Dachpunkt (P) zusammenfällt, gelangt hierbei nach P' , (P) kommt nach (P'). Unter den getroffenen Voraussetzungen ergeben sich gemäß Abb. 5 die Verschiebungen

$$(16) \quad \eta_l = e \cdot \sin \varphi$$

und

$$(17) \quad \xi_l = \Delta_l + e \cdot \cos \varphi,$$

wenn $\Delta_l = P' - (P)$ die radiale Verschiebung des Mantelpunktes P gegenüber dem Punkte (P) des Dachrandes bedeutet. Für den Verschiebungswert e gilt die Beziehung $e = \eta_l \cdot \varphi = \frac{1}{2} \cdot \pi$. Es ist zu ersuchen, daß Gl. 16 nur bestehen kann, wenn in Gl. 10a alle Glieder mit $n > 1$ zu η_l den Beitrag Null ergeben. Damit erhält man aus Gl. 10a unter Benutzung von Gl. 14 die folgenden Bedingungsgleichungen für die Konstanten A_2, A_3 und A_4 :

$$(18) \quad A_n = \frac{\omega_n \cdot n \cdot l}{8} \cdot \frac{5 \cdot n^2 + 12(2+\nu) \cdot \left(\frac{R}{l}\right)^2}{n^2 + 6(1+\nu) \cdot \left(\frac{R}{l}\right)^2} \dots (n=2, 3, 4).$$

Mit Gl. 14, 15 u. 18 sind alle Konstanten A_n und B_n für vorgegebene $\frac{R}{l}$ bestimmbar und die Spannungsergebnisse können aus den Gl. 4a, 6 u. 7 gerechnet werden.

Mit Benutzung der Gl. 5c erhält man beispielsweise für $\frac{R}{l} = 0,265$ (dieser Wert entspricht dem Behältermodell):

$$(19) \quad \begin{cases} A_1 = +0,253 \cdot \omega \cdot l, & A_2 = +1,1457 \cdot \omega \cdot l, \\ A_3 = +0,8517 \cdot \omega \cdot l, & A_4 = -0,4679 \cdot \omega \cdot l, \\ B_1 = +0,1265 \cdot \frac{\omega \cdot l^2}{R}, & B_2 = +0,3914 \cdot \frac{\omega \cdot l^2}{R}, \\ B_3 = +0,4762 \cdot \frac{\omega \cdot l^2}{R}, & B_4 = -0,3597 \cdot \frac{\omega \cdot l^2}{R}, \end{cases}$$

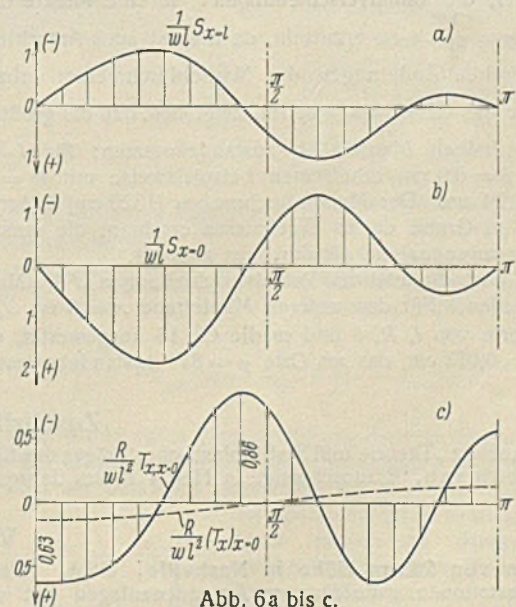


Abb. 6a bis c.

wenn ω wieder den theoretischen Staudruck ($\omega = \frac{v^2}{16}$) bedeutet. Mit Gl. 19 die Gl. 6 u. 7 ausgewertet, erhält man die für $\frac{R}{l} = 0,265$ gültigen, in Abb. 6 abgetragenen Spannungsergebnisse $S_{x=0}$, $T_{x,x=0}$ und $S_{x=l}$. Längs der Mantelerzeugenden ändern sich die S linear, die T_x parabolisch. Die Lastverteilung durch das Dach wirkt sich hier sehr günstig aus, denn ohne Berücksichtigung dieser Verteilung erhielte man für die T_x rund viermal so große Werte. Die lastverteilende Wirkung nimmt erwartungsgemäß mit größer (kleiner) werdendem $\frac{R}{l}$ zu (ab²).

Zur Beurteilung der Anstrengung des Baustoffes müßte noch das Zusammenwirken der einzelnen Spannungen, einschließlich jener, die der Flüssigkeitsdruck verursacht, verfolgt werden. Als Maß der Anstrengung hätte im Sinne der Plastizitätstheorie (unter Berücksichtigung der Fließbedingung von Huber/v. Mises/Hencky) der Spannungswert

$$\sigma_{ma} = \frac{1}{\delta} \sqrt{T_{\varphi}^2 - T_{\varphi} \cdot T_x + T_x^2 + 3 \cdot S^2}$$

zu gelten, wenn δ die bezügliche Wandstärke bedeutet.

Die Spannungswerte, die sich nach dem dargelegten Verfahren für die Lastannahme Abb. 1b ergeben, sind ungünstiger als jene, die auf gleichem Wege für die Belastung nach Abb. 1a erhalten werden²⁾. Das in der Praxis übliche Näherungsverfahren, nach welchem der Mantel als Stab mit Kreisringquerschnitt auf Biegung berechnet wird, ergibt hingegen, wie schon aus den Lastbildern zu erkennen ist, für die Lastannahme Abb. 1a die größeren Spannungen. In diesem Falle erhält man nämlich mit dem Biegemoment $M_{x=0} = \frac{2}{3} \cdot \omega_v \cdot R \cdot l^2$ und dem Widerstandsmoment $W = \pi \cdot R^2 \cdot \delta_u$

$$\frac{\max}{\min}(T_x)_a = \pm \frac{2 \cdot \omega_v \cdot R \cdot l^2}{3 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot \delta_u} \cdot \delta_u = \pm 0,214 \cdot \frac{l^2}{R} \cdot \omega_v$$

Nach den Windgeschwindigkeiten, die für die Berechnung von Bauwerken auf Winddruck in Frage kommen, ist der theoretische Druck ω mindestens mit dem 0,5-fachen Werte der derzeit vorgeschriebenen Drücke ω_v anzusetzen; mit $\omega_v = 2 \cdot \omega$ entsteht $\frac{\max}{\min}(T_x)_a = \pm 0,43 \cdot \frac{l^2}{R} \cdot \omega$.

Legt man aber dieser elementaren Biegeberechnung die Windkräfte nach Abb. 1b zugrunde, so erhält man als Basismoment

$$M_{x=0} = l^2 \cdot \int_0^{\pi} [\omega_0 + \sum \omega_n \cdot \cos(n\varphi)] \cdot \cos\varphi \cdot R \cdot d\varphi = \frac{1}{2} \cdot \omega_1 \cdot R \cdot \pi \cdot l^2 = 0,13 \cdot \omega \cdot R \cdot \pi \cdot l^2$$

und hieraus

$$\frac{\max}{\min}(T_x)_b = \pm 0,13 \cdot \frac{l^2}{R} \cdot \omega$$

während die Schalentheorie schon unter Berücksichtigung der Lastverteilung durch das Dach für dieselbe Belastung die ungleich größeren Werte $\max T_x = +0,63 \cdot \frac{l^2}{R} \cdot \omega$ und $\min T_x = -0,86 \cdot \frac{l^2}{R} \cdot \omega$ ergeben hat. In Abb. 6c ist der $\cos\varphi$ -förmige Verlauf der $(T_x)_b$ gestrichelt eingezeichnet.

Zur Überprüfung der eingangs getroffenen Rechnungsannahmen sollen noch einige Verschiebungsgrößen berechnet werden. Mit Hilfe der Gl. 10 u. 12 kann die Verzerrung der kreisringförmigen Mantelquerschnitte, die bei der Spannungsermittlung voraussetzungsgemäß außer Betracht geblieben ist, bestimmt werden. Zur Überprüfung der Zulässigkeit dieser Annahme genügt es aber, die Radialverschiebungen ζ für die Punkte der Mantelerzeugenden $\varphi = \frac{1}{2} \cdot \pi$ zu ermitteln, da hiermit auch Aufschluß über die größten elastischen Änderungen der Manteldurchmesser erhalten wird.

Für $\varphi = \frac{1}{2} \cdot \pi$ die Gl. 12 ausgewertet, zeigt sich, daß die größten ζ knapp oberhalb der halben Mantelhöhe zustandekommen; für $l = 2500$ cm, $R = 660$ cm, $\delta = 0,9$ cm erhält man beispielsweise mit $\omega = 100$ kg/m² ein max $\zeta = 0,24$ cm. Der Manteldurchmesser (1320 cm) ändert sich also um 0,5 cm. Auf Grund dieses Ergebnisses erscheint die vorstehend angeführte Rechnungsannahme als durchaus zulässig.

Es sollen noch die relativen Radialverschiebungen \mathcal{L} der Mantelränder untersucht werden. Für den unteren Mantelrand $x=0$ ist $\mathcal{L}_0 = \zeta_{x=0}$. Für obige Werte von l , R , δ und ω die Gl. 13 ausgewertet, erhält man ein max $|\mathcal{L}_0| = 0,013$ cm, das am Orte $\varphi = 81^\circ$ zustandekommt. Für den

oberen Mantelrand $x=l$ sind die \mathcal{L}_l aus Gl. 17 zu ermitteln und mit Gl. 10a, 12a, 14, 15 und 18 entsteht zunächst $\mathcal{L}_l = \frac{1}{E \cdot \delta} \cdot \omega \cdot R^2$.

Für die früheren Werte von l , R , δ und ω , sowie unter Zugrundelegung von max $|\omega_{\varphi}| = 1,75 \omega$ (Abb. 4), erhält man hieraus max $|\mathcal{L}_l| = 0,004$ cm. Diese Radialverschiebungen \mathcal{L} zwischen Mantel und Bodenschibe sowie zwischen Mantel und Dach sind nun zufolge des festen Zusammenschlusses dieser Bauteile nicht möglich. Da aber die Biegesteifigkeit der Mantelbleche gering ist und die errechneten Verschiebungswerte \mathcal{L} sehr klein sind (auch für ungünstigere Anlage- und Lastverhältnisse erhält man für die betrachteten Bauwerke noch immer geringe Beträge), so können auch durch die Verhinderung dieser Formänderungen nur verhältnismäßig kleinere Biegungsspannungen im Mantel hervorgerufen werden, die überdies von den Rändern weg sehr rasch abklingen müssen. Ähnliche Überlegungen gelten auch für jene Biegungsspannungen, die durch Behinderung der Verdrehung des Mantelfußes, sowie durch sprungweise Änderung der Mantelstärke verursacht werden. Da nun der Mantel die anfallenden Windkräfte auch ohne Mitwirkung seines Biege- und Widerstandes ableiten könnte, so erscheint demnach die näherungsweise Berechnung des Mantels als biegungsfreie Schale berechtigt.

Winddruck auf das Behälterdach.

Bisher wurden nur jene Windkräfte berücksichtigt, die unmittelbar auf den Behältermantel einwirken. Nun sollen noch jene Mantelspannungen bestimmt werden, die vom Winddruck auf das Dach verursacht werden.

Wie die Versuchsergebnisse¹⁾ zeigen, wirken auf das Dach überwiegend Saugkräfte ein. Angenommen, die Resultierende dieser Windlasten (einschließlich der am Lüftungsaufsatz angreifenden Kräfte) wäre durch die Last P in Abb. 7 gegeben. Diese Kraft wird im Schnittpunkte mit der

Behälterachse lotrecht und waagrecht in Seitenkräfte V und H zerlegt. V ruft im Behältermantel nur Spannkraft T_x hervor.

Hinsichtlich der waagerechten Seitenkraft H möge zunächst vorausgesetzt werden, daß dieselbe gerade in der Höhe des oberen Mantelrandes wirke. Auf Grund einer einfachen Überlegung²⁾ wird dann für die Mantelspannungen gefunden

$$(20) \quad S = \frac{H}{R \cdot \pi} \cdot \sin\varphi,$$

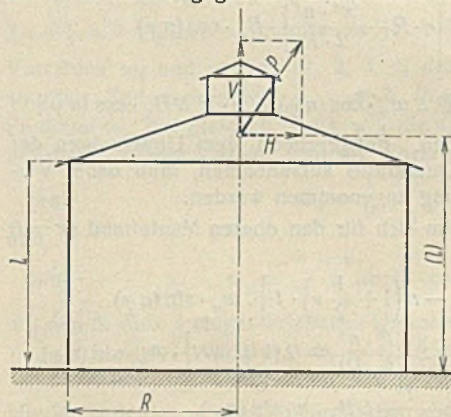


Abb. 7.

$$(21) \quad T_x = \frac{H}{R^2 \cdot \pi} \cdot (l-x) \cdot \cos\varphi,$$

während alle T_{φ} , da jetzt keine Oberflächenlasten auf den Mantel wirken, Null sind.

Greift nun H nicht in der Höhe des oberen Mantelrandes an, so können die vorstehenden Beziehungen näherungsweise wieder verwendet werden, wenn in Gl. (21) an Stelle der Mantelhöhe l der Abstand (l) zwischen der Wirkungslinie von H und dem Behälterboden (Abb. 7) eingeführt wird.

Die sich ergebenden bezogenen Spannungen stimmen mit jenen überein, welche die elementare Berechnung des Mantels als Stab mit Kreisringquerschnitt für die Last H liefert.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Auf den Aufsatz „Theorie und Statik plastischer Träger des Stahlbaues“ von Prof. Eisenmann, Braunschweig, in Heft 4 dieses Jahrganges sind

mehrere Zuschriften eingegangen, die voraussichtlich im nächsten Heft veröffentlicht werden. Die Schriftleitung.

Verschiedenes.

Funkturm von 268 m Höhe in Nashville, USA. Während die meisten Sendestationen zweifürmige Antennenanlagen mit waagrecht gespannten Drähten und senkrechter Zuführung in der Mitte oder an einem Ende (T- bzw. L-Antenne) aufweisen, wurde jetzt von der Blaw-Knox Co. für eine Funkstation der National Life & Accident Insurance Co. zu Nashville, Tenn., eine aus nur einem Stahlurm bestehende Anlage gebaut, der in seiner senkrechten Stellung gleichzeitig als Zuleiter dient.

Dieser Funkmast in Gestalt einer vierseitigen Doppelpyramide hat eine Gesamthöhe von 268 m, einen quadratischen Querschnitt von 0,76 m Seitenlänge am Fuß und 11,6 m in 113 m Höhe, wo die Rückhaltkabel ansetzen. Von hier ab verjüngt er sich wieder auf 0,92 m in 232 m Höhe über Erdboden. Darüber hinaus ragt ein Stahlrohr von 36,6 m Länge. Der verzinkte Stahlurm ruht auf einem doppelkegelförmigen Porzellanisolator. Die acht Rückhaltkabel von je 51 mm Durchm. sind in kurzen Längen durch Druck-Porzellanisolatoren unterbrochen. Die Verankerung dieser Kabel und Auflagerung des Turmes erfolgt durch Betonfundamente auf Felsen. Um eine möglichst große elektrische Leitfähigkeit zu er-

reichen, wurde in jeder der vier Ecken des Turmes ein Aluminiumleiter angebracht, obwohl die Stahlkonstruktion an und für sich genügend leitend war.

Das Anliefern der Stahlkonstruktion geschah in einzelnen Stäben, so daß mit Ausnahme der Fußkonstruktion alle Verbindungen auf der Baustelle hergestellt wurden. Montageabspannseile wurden nur benutzt, bis der größte Querschnitt in 113 m Höhe erreicht war, um dann die endgültigen Rückhaltkabel einzubauen.

Das Aufstellen des Mastes mit 150 t Stahlkonstruktion erfolgte in knapp zwei Monaten.

(Eng. News-Rec. vom 19. 1. 1933.)

A. Dürbeck.

INHALT: An unsere Leser! — Über den augenblicklichen Stand des Schweißens von Stahlbauten. — Berechnung zylindrischer Flüssigkeitsbehälter auf Winddruck unter Zugrundelegung benachterter Lastverteilungen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Verschiedenes: Funkturm von 268 m Höhe in Nashville, 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.