

# DER BAUINGENIEUR

21. Jahrgang

20. Januar 1940

Heft 3/4

## DIE INGENIEURBAUWERKE DER SCHWEIZERISCHEN LANDES-AUSSTELLUNG.

Von Dipl.-Ing. R. A. Naef, Zürich.

DK 624.061.4 (494)

**Übersicht:** Nach einer kurzen Einleitung werden der Schifflibach, die Schwebebahn und einige Hallenbauten besprochen.

Die Schweizerische Landesausstellung wurde in Zürich am 6. Mai 1939 eröffnet und dauerte bis Ende Oktober. Sie wurde auf zwei verhältnismäßig schmalen Streifen zwischen der Stadt und den Seeufern errichtet (s. Übersichtsplan Abb. 1). Auf dem rechten Ufer liegt die landwirtschaftliche Abteilung mit dem Dörfchen, in welchem eine Anzahl der 22 Kantone durch ein Haus in der bei ihnen bodenständigen Architektur vertreten sind. Dort kann man die Erzeugnisse ihrer Küche und ihres Kellers im entsprechenden Rahmen kennenlernen.

Auf dem linken Ufer liegen die großen Ausstellungshallen. Davor wurde eine Höhenstraße geführt, in welcher, gleichsam als Overture, die in der Ausstellung behandelten Themen kurz dargestellt sind.

Die Ausstellung ist vor allem dadurch bemerkenswert, daß sie in all ihren Teilen auf demselben Niveau steht und nirgends den Charakter einer Mustermesse hat. Zum erstenmal wurde mit dieser Konsequenz eine Ausstellung thematisch behandelt, in dem Sinne, daß sie nicht einfach fertige Produkte zeigt, sondern jeden Ausstellungsgegenstand in seinem Werdegang vorführt. So wird beispielsweise in der Abteilung „Kleider machen Leute“ die Herstellung des Kunstseidenfadens, die Weberei, die Appretur und schließlich das fertige Kleid in einer Folge ausgestellt. Der thematische Aufbau bedingt, daß der Aussteller mit seinem Produkt gegenüber der dargestellten Idee in den Hintergrund tritt, und es ist äußerst interessant festzustellen, wie sehr sich der Einzelne, trotz seiner oft sehr bedeutenden geistigen und finanziellen Leistungen, freiwillig in den großen Rahmen einordnet. Die Ausstellung ist eine eindruckliche Manifestation des Willens des vier-sprachigen Schweizervolkes zur Selbstbehauptung durch Qualitätsarbeit, wobei in Anbetracht der schwierigen Zeiten auch eindrucklich dargestellt wird, daß sich die Schweiz gegen jeden Angreifer verteidigen kann und will. Das Leitmotiv der Ausstellung wird in der Höhenstraße so formuliert: 650 Jahre Bundestreue, Freiheit und Ordnung.

Wir beschreiben nun einige für den Bauingenieur besonders interessante Bauten:

### Der Schifflibach.

Der Schifflibach ist eine der originellsten Bauten und der größte Publikumserfolg der Ausstellung. Er läuft, bei einer Länge von rund 1600 m, in einer geschlossenen Kurve vom Eingang der Ausstellung durch Grünanlagen gegen den Festplatz, und darauf, mitten durch die Ausstellungshallen, wieder zurück zum Ausgangspunkt (Abb. 2).



Abb. 2. Schifflibach.

Er wurde von der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Eidgenössischen Technischen Hochschule projektiert. Sämtliche Schwierigkeiten des Problems wurden durch Modellversuche im Maßstab 1 : 5 in dieser Anstalt abgeklärt.

Das Gerinne besteht aus vorbetonierten, trapezförmigen Körpern mit 1,2 m Breite an der Sohle und 1,5 m Breite in Wasserspiegelhöhe. Die Wassertiefe beträgt 0,50—0,55 m, das Gefälle 1,2—1,6‰ und die mittlere Wassergeschwindigkeit 1,4—1,6 m/s.

In diesem Gerinne schwimmen rechteckige Schiffchen von 1,25 m Breite und 3,50 m Länge, welche 6 Personen fassen und

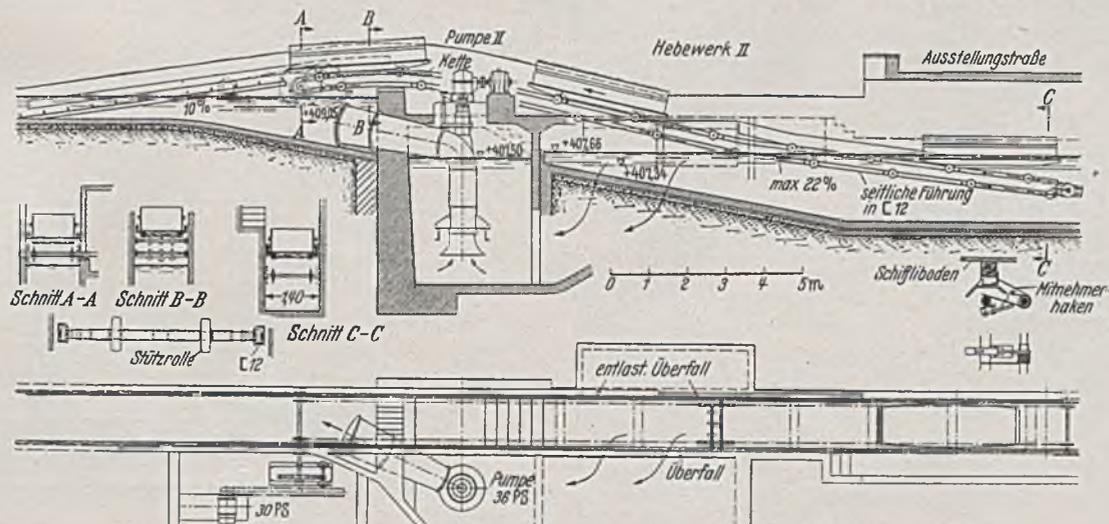


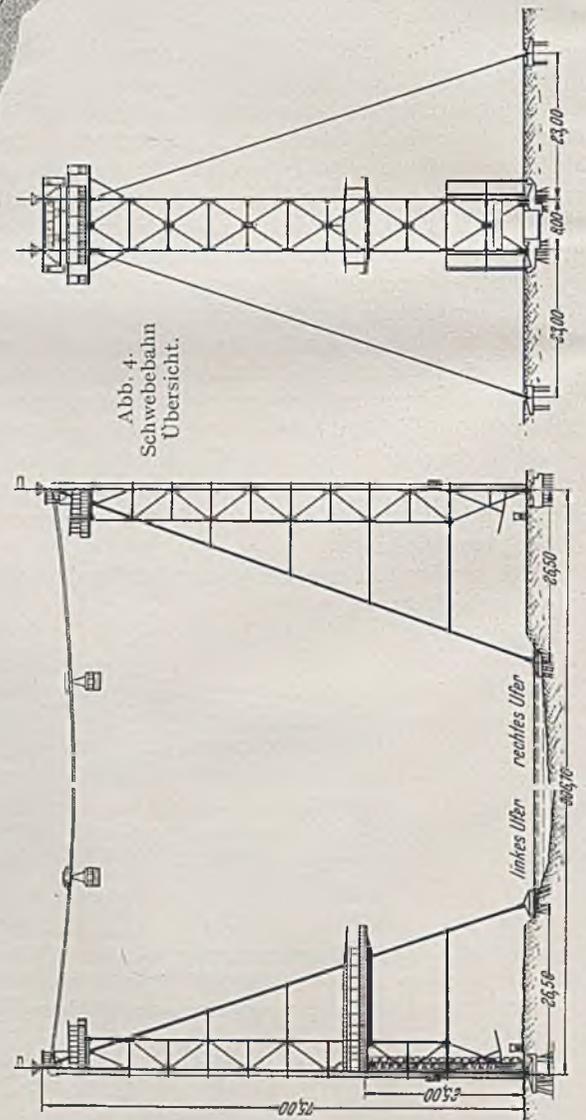
Abb. 3.  
Schifflibach:  
Schiffshebewerk  
und Pumpstation  
vor der Elektri-  
zitätshalle.



Abb. 1.  
Übersichtsplan.



Abb. 4.  
Schwebebahn  
Übersicht.



sich mit 20 sec. Abstand folgen können. Die Anlage kann stündlich mit 82 Schiffchen 1080 Personen befördern.

Am Ausgangspunkt befindet sich eine Pumpstation mit 1,1 m<sup>3</sup>/sec Fördermenge, welche mit dem Zürichsee in Verbindung steht. Beim Umkehrpunkt, vor der Elektrizitätshalle, wurde ein Schiffshebewerk und eine zweite Pumpe angeordnet. Von der Endstation rutschen die leeren Schiffchen um 2,3 m unter die Ausstellungsstraße und werden auf der anderen Seite der Straße wieder auf die Höhe der Eingangsstation gehoben. Jedes Hebewerk besteht aus zwei endlosen Ketten, welche durch Querstäbe verbunden sind (Abb. 3).

**Die Schwebebahn.**

Der Verkehr zwischen dem linken und dem rechten Seeufer

wird durch Autobusse längs den Ufern, durch Motorschiffe und eine Schwebebahn vermittelt.

Die Schwebebahn wird von zwei Stahltürmen von 75 m Höhe und 906 m Abstand getragen. Die Türme liegen bei den Eingängen der Ausstellung und sind von weither als deren Wahrzeichen sichtbar. Es mußte sorgfältig vermieden werden, daß sie allzu sehr den Charakter von Fördertürmen erhielten. Sie wurden deshalb architektonisch sehr eingehend studiert, und das Resultat ist sehr gut ausgefallen. (Abb. 4).

**Gründung:**

Besondere Schwierigkeiten bot ihre Fundierung. Die von der Stahlkonstruktion auf die Fundamente übertragenen Kräfte variieren sehr stark, wie aus folgender Zahlentafel ersichtlich ist.

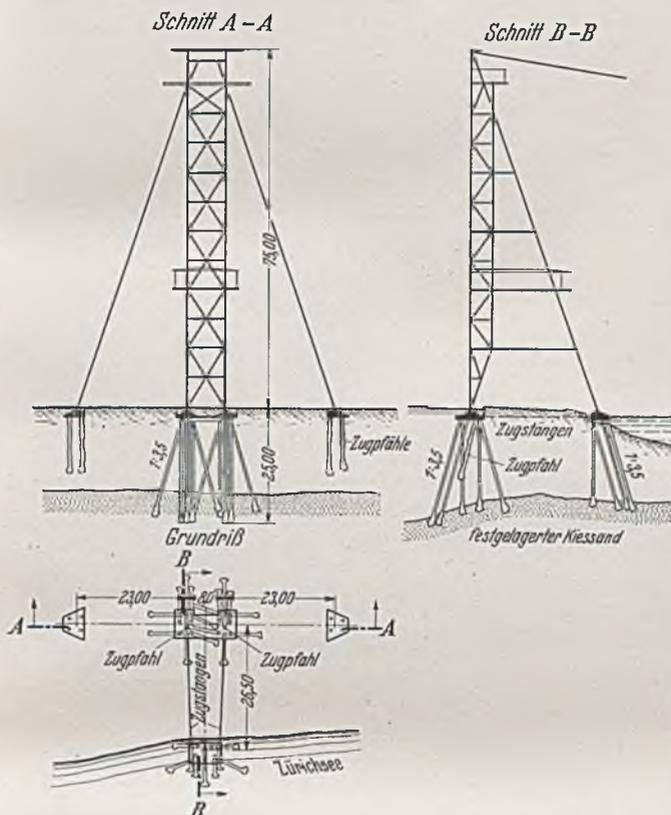


Abb. 5. Schwebebahn, Turmfundation am linken Ufer.

Fundamentsbezeichnung	Linkes Ufer		Rechtes Ufer	
	Max. t	Min. t	Max. t	Min. t
	Vertikale Kräfte			
Seefundament . . . . .	+ 383	+ 196	+ 341	+ 171
Landfundament . . . . .	+ 309	- 92	+ 189	- 154
Seitl. Abspannfundamente . . . . .	- 94	- 25	- 90	- 14
	Horizontalkräfte			
	+ gegen den See		- gegen das Land	
Seefundament . . . . .	+ 143	+ 62	+ 128	+ 53
Landfundament . . . . .	- 36	+ 14	- 26	+ 15

Der Baugrund wurde durch Proberammungen, Probebelastungen und Versuche im Erdbaulaboratorium eingehend untersucht.

Am linken Ufer liegen die tragfähigen Kiesschichten im Mittel auf 25 m Tiefe, darüber liegen Lehm, Seekreide und künstliche Auffüllung.

Die Fundation wurde wie folgt ausgeführt (s. Abb. 5).

Ein Doppelpfahlbock unter dem vertikalen Turmschaft und je ein Pfahlbock unter der Turmstrebe im See und den zwei seitlichen Seilverankerungen. Die beiden Hauptfundamente sind durch zwei elastische Zugbänder miteinander verbunden. Zur Aufnahme der Längs- und Querschübe sind in allen Richtungen schiefe Pfähle mit einer Neigung von 1 : 3,5 angeordnet. Nur ein verhältnismäßig kleiner Teil der Schübe wird durch den passiven Erddruck auf die Fundamentwände aufgenommen. Die Pfähle

sind als Betonortspfähle mit Blechrohrummantelung und Fußzweibel ausgeführt. Bei denjenigen Pfählen, die Zugkräfte aufzunehmen haben, wurde das Blechrohr mit der Zweibel durch Rundisenbügel verbunden.

Am rechten Ufer liegen ähnliche Bodenverhältnisse vor. Es wurde jedoch ein etwas abweichendes Fundationssystem gewählt (s. Abb. 6).

Das Landfundament und die beiden Abspannfundamente erhielten 10 m lange, biegungsfeste, senkrechte, armierte Ortsbetonpfähle, während das Seefundament durch schiefe, 20 m lange Holzpfähle abgestützt wurde.

Auf Grund der Probebelastungen war für das gewählte Fundationssystem eine maximale Setzung in der Größenordnung von 3 cm vorauszusehen. Die Setzungen wurden bis heute durch periodische Präzisionsnivellimente kontrolliert und überstiegen bis jetzt nirgends den Betrag von 10 mm. Die horizontalen, seewärts gerichteten Verschiebungen von Land- und Seefundament, welche durch trigonometrische Messungen kontrolliert wurden, sind kleiner als 4 mm.

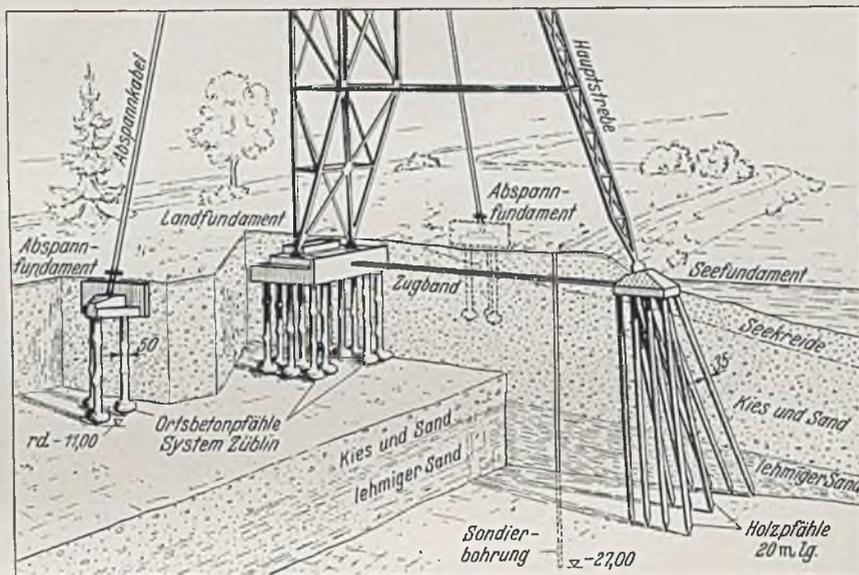


Abb. 6. Schwebebahn, Turmfundation am rechten Ufer.

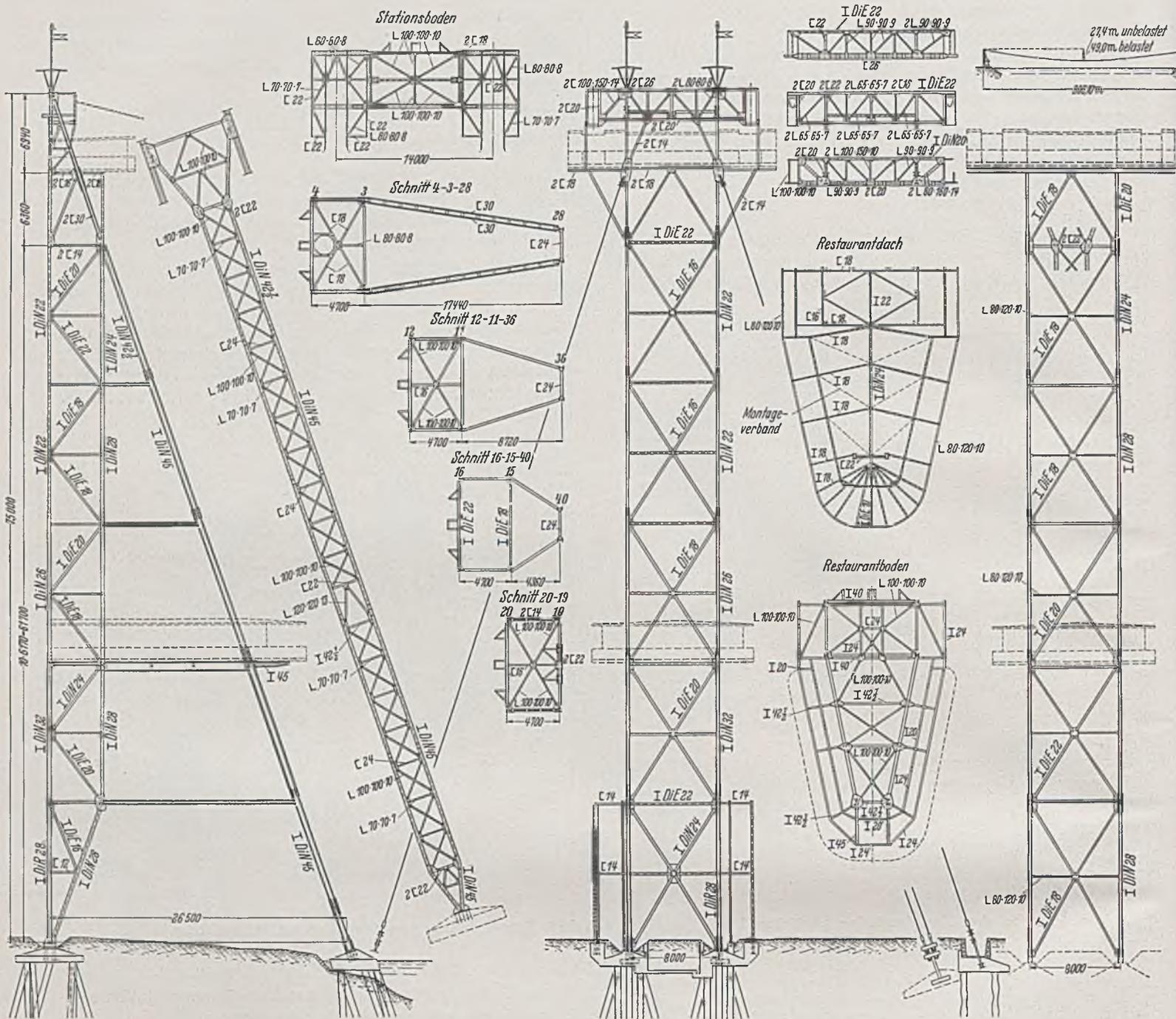
**Stahlkonstruktionen.** (Abb. 7, 8, 9, 10, 11).

Am Kopfe der Türme befindet sich die Umsteigestation vom Lift zur Kabine mit einer Aussichtsplattform.

Die Trageसेile haben ein Gewicht von 4,3 kg/m und bei einer Spannweite von 906 m einen Durchhang von 27,4 m in unbelastetem Zustand und einen Durchhang von 49 m bei vollbelasteter Kabine im Gewicht von 3 t in Feldmitte. Jede der zwei Kabinen wird von zwei Trage-seilen getragen, welche am Kopfe des rechten Turmes befestigt sind. Am Kopfe des linken Turmes laufen sie über Umlenkrollen zu den Gegengewichten. Das endlose Zugseil läuft am rechten Turmkopf durch den Antrieb und am linken Turm ist an einer Rolle ebenfalls ein Gegengewicht aufgehängt. Dasselbe gilt für das Hilfsseil. Der größte Horizontalzug auf einen Turmkopf beträgt  $4 \times 16 + 2 \times 3,8 + 2 \times 3,8 = 79,2$  t.

Das Zugseil ergibt im Betriebszustand ein Torsionsmoment von 7 mt, das durch Turmschaft und Strebe aufgenommen wird. Das Torsionsmoment erreichte bei der Montage maximal den achtfachen normalen Betrag; die Berechnung unter Annahme des Bruches eines Trage-seils ergibt den 12fachen Betrag.

Die Türme wurden als weitmaschiges Fachwerk aus Breitflanschprofilen ausgeführt. Mit Rücksicht auf Wiederverwendung des Materials nach der Demontage wurden zusammengesetzte Querschnitte möglichst vermieden. Die Türme sollten möglichst steif sein, um Schwingungen, die für die Passagiere unangenehm sind, auf das Mindestmaß zu reduzieren. Deshalb wurde auch

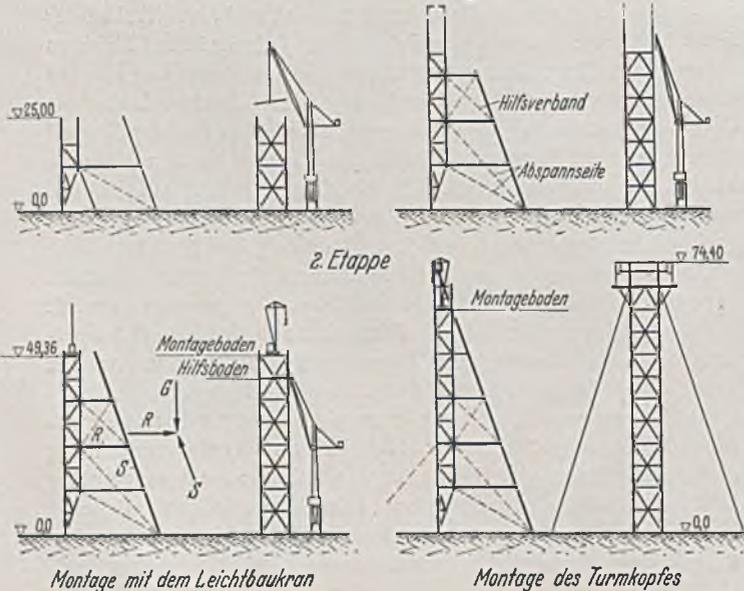


1. Etappe

Abb. 7. Schwebeseilbahn, Türme.

Aufbau mit dem Turmkran

Montage mit Turmkran beendet



das Schlankheitsverhältnis  $\lambda$  der Eckpfosten nicht größer als 150 und für die Füllungsglieder nicht größer als 200 gewählt. Die Eckpfosten wurden in normalen (DIN) und verstärkten (DIR) Differdinger Breitflanschprofilen ausgeführt. Für die Füllungsglieder wurden extra leichte Breitflanschprofile (DIE) verwendet. Der Anschluß der Knotenbleche erfolgte teils durch elektrische Schweißung, teils durch Verschraubung, wobei Spezialschrauben von 0,5 mm Spiel verwendet wurden; diese sind durch einfache Federringe gesichert.

Die Strebe ist quer zur Bahnachse sehr elastisch, um die Einspannungsmomente an ihrem oberen Ende infolge Torsion des Turmes zu reduzieren.

Der Turm ist im Verhältnis zur seitlichen Seilabspannung sehr steif, so daß die seitlichen Seile nur 70% einer in Höhe der Seilbefestigung angreifenden Horizontalkraft übernehmen.

Der Turm erhielt am Fuße eine Anhebevorrichtung, um eventuelle unerwartet große Fundamentsetzungen korrigieren zu können.

Abb. 8. Schwebeseilbahn, Montage der Türme.

Die Verankerung der seitlichen Abspannung erlaubt, diese Seile durch hydraulische Pressen vorzuspannen.

Da die Ausbiegungen des Turmschaftes klein bleiben, wurde auf die Ausbildung eigentlicher Gelenke verzichtet. Die ganze Stahlkonstruktion wurde weiß gestrichen, um ihr ein möglichst leichtes Aussehen zu geben. Die Montage erfolgte für die unteren 50 m durch einen 50 m hohen Turmdrehkran, der Rest wurde mit Hilfe eines Leichtbaukrans montiert.



Abb. 9. Schwebebahn, Turm auf linkem Ufer.

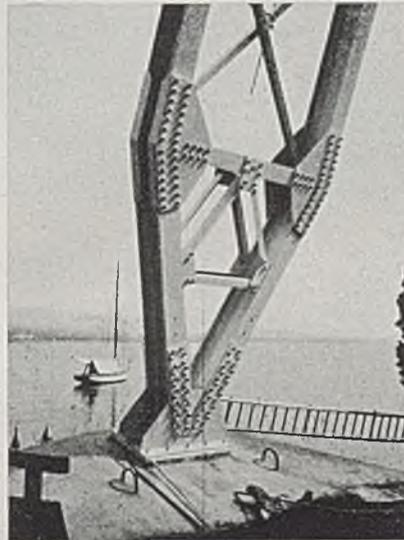


Abb. 11. Schwebebahn, Hauptstrebe (linkes Ufer).

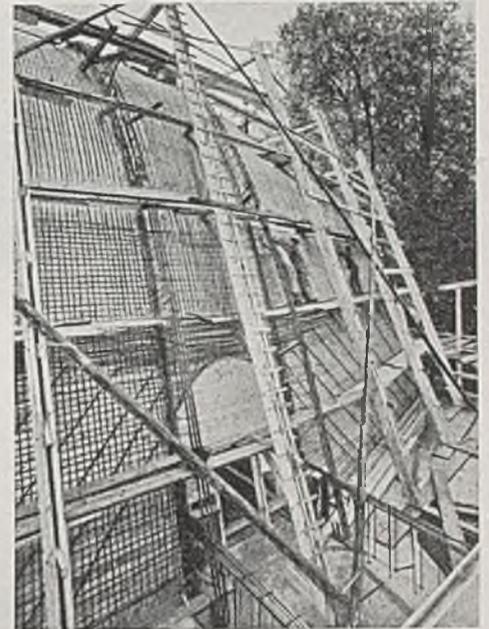


Abb. 13. Zementhalle, Armierung.



Abb. 10. Schwebebahn, Turm auf linkem Ufer.

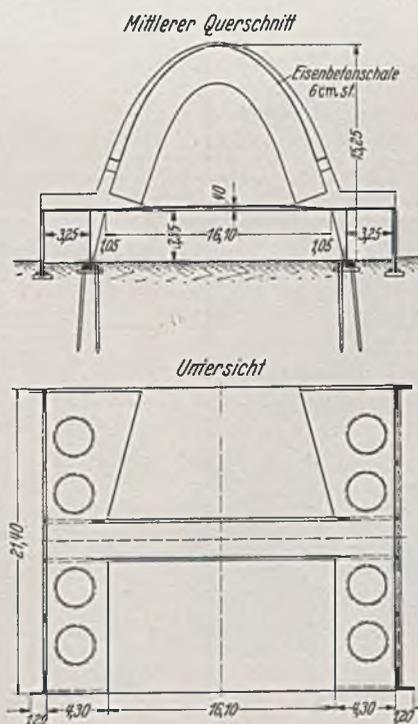


Abb. 12. Zementhalle.



Abb. 14. Zementhalle mit Betonplastik.

### Die Zementhalle.

Wenn der Ingenieur in der Landesausstellung im allgemeinen seine Aufgabe darin gesehen hat, möglichst wirtschaftlich zu bauen und deshalb auf außerordentliche Konstruktionen verzichtet hat, so stellt die Zementhalle eine Konstruktion dar, die nicht nur auf das Publikum, sondern auch auf den Fachmann überraschend wirkt. Die 6 cm starke und 20 m lange Schale ruht auf zwei Doppelstützen, welche gleichzeitig eine Passerelle tragen. Als Tragsystem wirkt nicht etwa die Schale, sondern der ebene, untere Teil der Schale wurde als Konsolträger ausgebildet, welche das Gewölbe tragen. Das Gewölbe wurde in vier Lagen von 1,5 cm Stärke gunitiert. Besondere Schwierigkeit bot der Anschluß der Konsolträger an die Stützen, da zwischen den Stützen eine Durchgangsöffnung vorgesehen werden mußte. (Abb. 12, 13, 14).

**Chemiehalle.**

Als die eleganteste Dachkonstruktion der Landesausstellung darf wohl der Shedbau in Holz der Chemiehalle bezeichnet werden. Es sind Bogenbinder mit Zugband von 29,5 m Spannweite und

7 m Abstand. Der Bogen ist aus vier Bohlen  $9 \times 16$  zusammengesetzt, die alle Meter durch Schrauben und Bulldoggen verbunden sind. Der Untergurt besteht aus zwei Bohlen  $8 \times 28$ . (Abb. 15, 16, 17).



Abb. 15. Chemiehalle, Dachbinder.

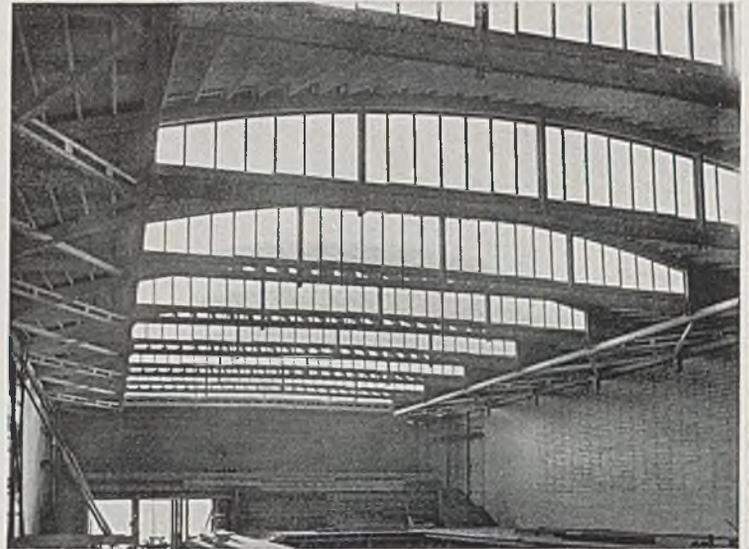


Abb. 16. Chemiehalle, Dachbinder.

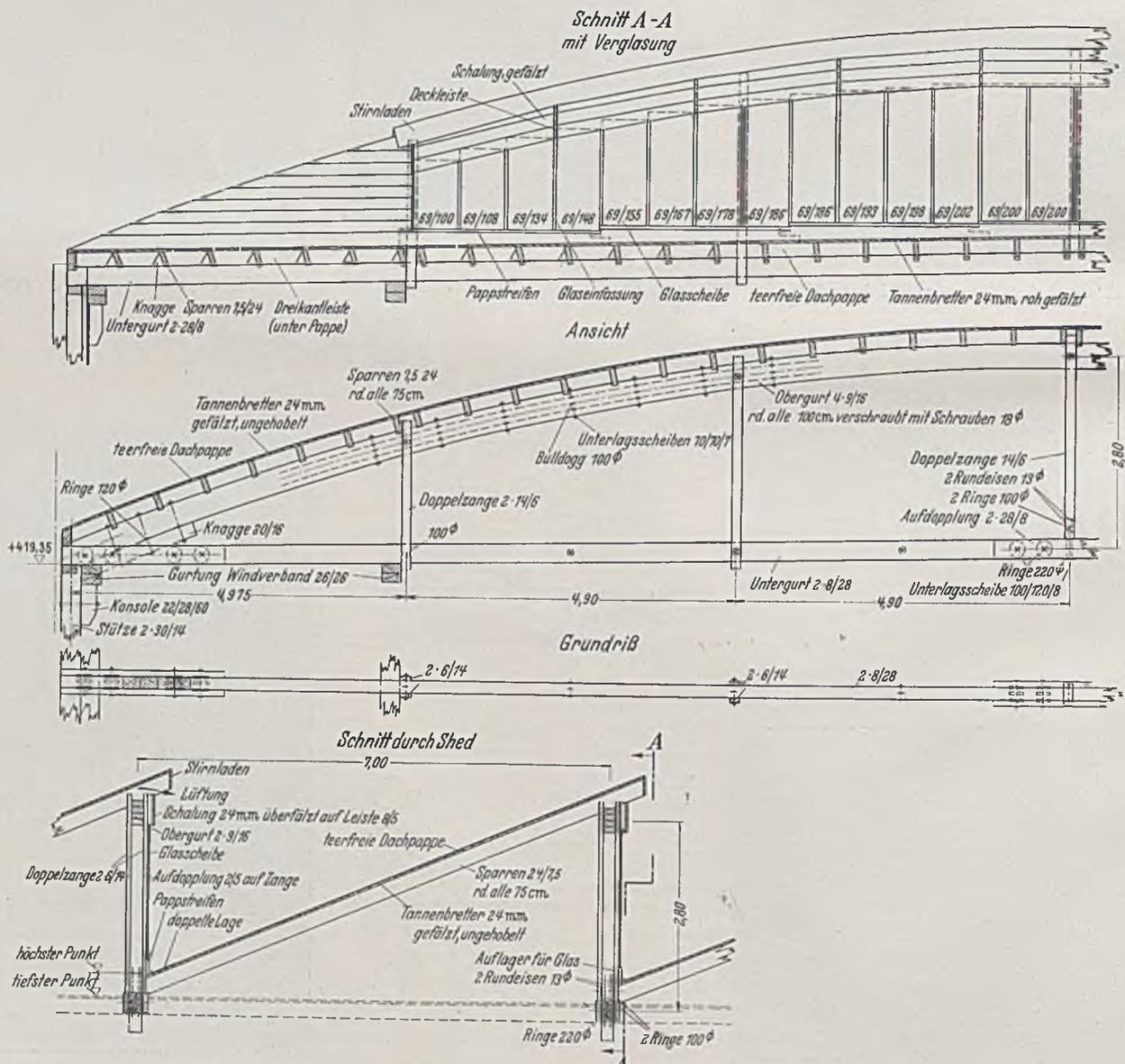


Abb. 17. Chemiehalle, Dachbinder.



## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Versuche und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbetonbauwerken in der Schweiz.

Voraussetzung für die genaue Berechnung und Beurteilung des wirklich vorhandenen Sicherheitsgrades eines Bauwerkes ist die Kenntnis der Baustoffkonstanten, wie z. B. des Elastizitätsmoduls und des Kriech- und Schwindmaßes des Betons. Wesentlich erschwert werden diese Beurteilungen der Baustoffeigenschaften durch die noch heute zur Verwendung gelangende Vielzahl von Betonsorten an Stelle einiger weniger Einheitssorten, deren Materialkonstanten schon hinreichend bekannt sind, um z. B. Angaben für das Schwind- und Kriechmaß einer Bogenbrücke unter bestimmten örtlichen Verhältnissen (Luftfeuchtigkeit usw.) mit hinreichender Genauigkeit treffen zu können.

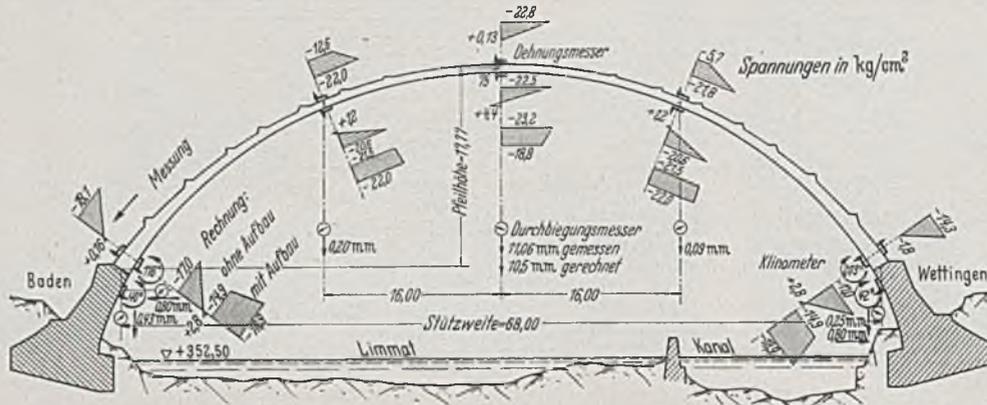


Abb. 1. Ergebnisse der Messungen bei der Ausrüstung des Eisenbetonbogens der Brücke Baden-Wettingen.

Die auf Grund von Laboratoriumsversuchen gewonnenen Ergebnisse können immer nur unvollkommenen Aufschluß über die Beschaffenheit des Bauwerkes geben, während erst die am Bauwerk vorgenommenen, wenn möglich sich auf längere Zeit erstreckenden Messungen eine Beurteilung des Spannungs- und Verformungszustandes, des elastischen Verhaltens, der Tragfähigkeit, der Frost- und Wetterbeständigkeit, der Rostbildung ermöglichen. Aus diesem Grunde hat Prof. Dr.-Ing. M. R o s, Präsident der Eidgen. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Zürich, in der Zeit von 1924 bis 1937 an 50 Eisenbetonbauwerken (26 Bogen-, 9 Balkenbrücken, 15 Eisenbetonhochbauten) eingehende Belastungsversuche und Beobachtungen durchgeführt, deren Ergebnisse in dem Bericht Nr. 99 der Eidgen. Materialprüfungsanstalt Zürich veröffentlicht wurden<sup>1</sup>. Da der Bericht nur in wenigen Exemplaren erschienen ist und die sorgfältig durchdachten und durchgeführten Messungen mit ihren wertvollen Ergebnissen allgemeine Beachtung verdienen, sei der deutschen Fachwelt aus dem Bericht Folgendes mitgeteilt:

#### Bogenbrücken.

Die Untersuchungen von Bogenbrücken erstreckten sich in erster Linie auf die Spannungs- und Verformungszustände bei der Bogenausrüstung ohne Bogenüberbau, bei Belastung mit einer Einzellast im Scheitel des Bogens ohne und mit Überbau und an seit längerer Zeit fertiggestellten Bauwerken.

Die Anordnung der Durchbiegungsmesser im Bogenscheitel und -Vierteln und an den Kämpfern und Widerlagern sowie die Ergebnisse der Durchbiegungs-, Drehungs- und Spannungsmessungen einer Bogenbrücke sind aus Abb. 1 ersichtlich.

Aus den Messungen geht hervor, daß die Bogenausweitung der Brücke Baden-Wettingen beim Ausrüsten 1,6 mm, die Drehung der Widerlager rd. 42" betrug. Dabei ist die Größenordnung der Nachgiebigkeit des Widerlagers unter Berücksichtigung eines Horizontalschubs von 820 t mit einer gesamten Bogenausweitung von rd. 1/42 500 der Stützweite als gering zu bezeichnen. Soweit Abweichungen zwischen Messung und Rechnung, wie beispielsweise bei den Spannungen, auftreten, lassen sich diese durch unvermeidliche Schwankungen in der Betongüte durch die Ungleichförmigkeit des Betons, der zufolge der elastische Schwerpunkt des beanspruchten Querschnitts nicht mit dem geometrischen zusammenfällt, und durch oft nicht auszuschaltende Störungen infolge Temperaturwechsels während der Versuche erklären, obwohl bei den Meßgeräten soweit als möglich das gegen Wärmeänderungen sehr unempfindliche Invar mit  $\alpha_t = 0,000005$  verwendet wurde.

In welcher Weise die Verformungsmessung beim Ausrüsten des Bogens nutzbar gemacht werden kann, zeigt Abb. 2. Die gemessenen Durchbiegungen im Bogenscheitel und -Vierteln sowie der Spannungsverlauf und die sich während der Ausrüstung ergebende Drucklinie beweisen, daß der Bogen der hier untersuchten Maggiabrücke annähernd mit seinem ganzen Gewicht das Lehrgerüst belastete. Diese Feststellun-

gen stehen im Einklang mit den Temperaturen, die während der Betonierung des Bogens Ende März bis Anfang April niedrig waren, so daß die Wärmezunahme den fertigen Bogen nicht abheben konnte. Der Einfluß der Wärme auf die Bewegungen des Scheitels zeigte sich später, als gegen Mitte Mai die Temperatur von + 8° auf 20° C stieg. Weiterhin geht aus Abb. 2 die Verformung des Lehrgerüsts infolge Bogeneigenlast hervor. Die angenommene Überhöhung von 95 mm im Bogenscheitel ist gut eingeschätzt worden. Der Einfluß der Zeitdauer der Wirkung der Eigenlast des Dreigelenkbogens trat deutlich in Erscheinung. Die lotrechte Scheitelsenkung nahm am 18. April kurz nach dem Ausrüsten von 13 bis 17 Uhr um 14,44 mm, das ist um rd. 38%, zu. Bei einer anderen Bogenbrücke wurde festgestellt, daß der Bogen sich infolge Temperaturanstieg in der Zeit vom Gewölbeschluß bis zur Ausrüstung im Scheitel um 1,4 mm vom Lehrgerüst abgehoben hatte und an den Bogenvierteln stärker aufruhte.

Weiterhin wurde durch Untersuchungen bei einer anderen Brücke festgestellt, daß stärkerer Temperaturabfall nach dem Betonieren dem satt auf dem Lehrgerüst aufliegenden Bogen eine Vorspannung erteilt, die auf rd. 5 kg/cm<sup>2</sup> Zug eingeschätzt wurde. Die Bogenvorspannung auf Zug erreichte in diesem Fall 35% der Bogeneigenlastspannung auf Druck.

Bei Beobachtungen über Scheitelbewegungen infolge Temperaturschwankungen wurden in den Jahren 1928 bis 1932 Werte ermittelt, die in einer Bewegungskurve des Scheitels des fertigen Bogens der Lorrainebrücke über die Aar in Abb. 3 wiedergegeben wurden. Die Ergebnisse zeigen deutlich die zeitliche Verzögerung der Bewegungen des Scheitels gegenüber den Temperaturschwankungen.

Die Belastungsversuche mit einer Einzellast von 30 t im Scheitel der Bogenbrücken ohne Berücksichtigung des Fahrhahnunterbaues zeigten ein praktisch elastisches Verhalten des Bogens. Die bleibenden Verformungen, die auch durch Laboratoriumsversuche bei einmaliger und wiederholter Be- und Entlastung unzweideutig nachgewiesen wurden, waren durchweg von untergeordneter Bedeutung. So wurde bei einer ersten Probelastung nach erfolgter Entlastung eine bleibende Scheitelsenkung von nur 16% der Gesamtverformung gemessen.

Bei Belastungsversuchen durch rollende Lasten wurden bei der Hundwilertobelbrücke mit  $l = 105$  m Stoßzuschläge bei einer Geschwin-

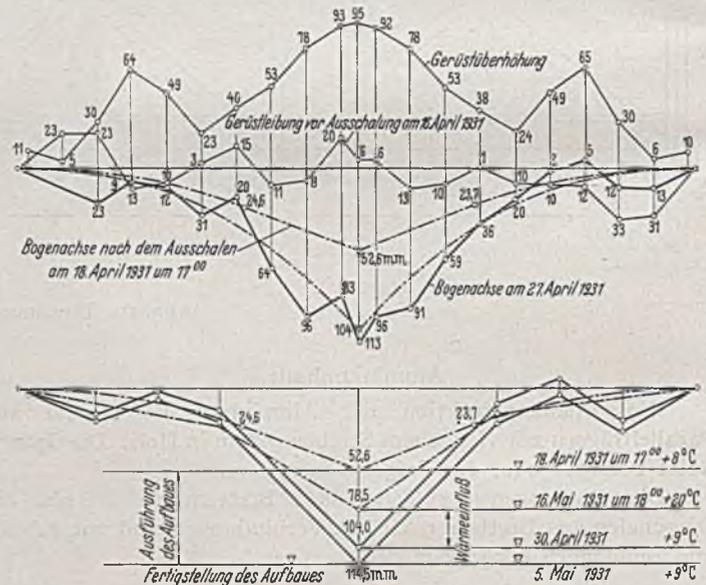


Abb. 2. Bogenrüstung der neuen Maggiabrücke.

digkeit von rd. 20 km/Std. von 13% im Bogenscheitel und 9% im Bogenviertel festgestellt (Abb. 4). Dabei ergaben sich keine Interferenzerscheinungen als Folge der Abstimmung zwischen der Eigenschwingungsdauer der Brücke und der Periode der sich wiederholenden Impulse der rollenden Lasten. Einen Überblick über bei zahlreichen Brücken gemessene Stoßziffern gibt Abb. 5. Die beobachteten Werte liegen innerhalb der in der Schweiz vorgeschriebenen Stoßzifferkurve.

Besonders wertvoll waren die Messungen hinsichtlich der Entlastung der Bogenbrücke durch den Überbau und der Lastverteilung. So wurde bei Belastung einer Bogenbrücke in halber Bogenbreite eine Entlastung um 45% durch die nichtbelastete Bogenhälfte festgestellt. Abb. 6 gibt die querverteilende Wirkung des Füllbetons einer Bogen-

<sup>1</sup> Vgl. die Buchbesprechung im Bauing. 20 (1939) S. 135.

brücke wieder. Bei dem Vergleich der Durchbiegung des Scheitels und Bogenviertels erkennt man, daß die lastverteilende Wirkung mit zunehmender Höhe des Füllbetons wächst. Bei allen Bogenbrücken zeigte sich der Einfluß der lastverteilenden, versteifenden und somit entlastenden Wirkung des Überbaus. Die von der Verkehrslast hervorgerufenen Spannungen und Verformungen im fertigen Bauwerk waren wesentlich geringer als für den Bogen allein ohne Überbau. So sinken z. B. infolge des Zusammenarbeitens von Bogen und Überbau bei der bereits er-

zuheben, daß bei diesem bereits in den Jahren 1912 bis 1914 erbauten Viadukt diese Erhöhung der Verkehrslast nicht nur dem entlastenden Einfluß des Überbaues, sondern ebenso der mit dem Alter angewachsenen Festigkeit zuzuschreiben ist. Beim Langwieser Viadukt wurden gelegentlich der Fertigstellung 1914 und in den Jahren 1925, 1930 und 1931 Druckversuche an während des Baues erzeugten und sodann am Bauwerk selbst gelagerten, also gleichen Zeit- und Witterungseinflüssen ausgesetzten Betonwürfeln durchgeführt. Die Druckfestigkeit stieg von

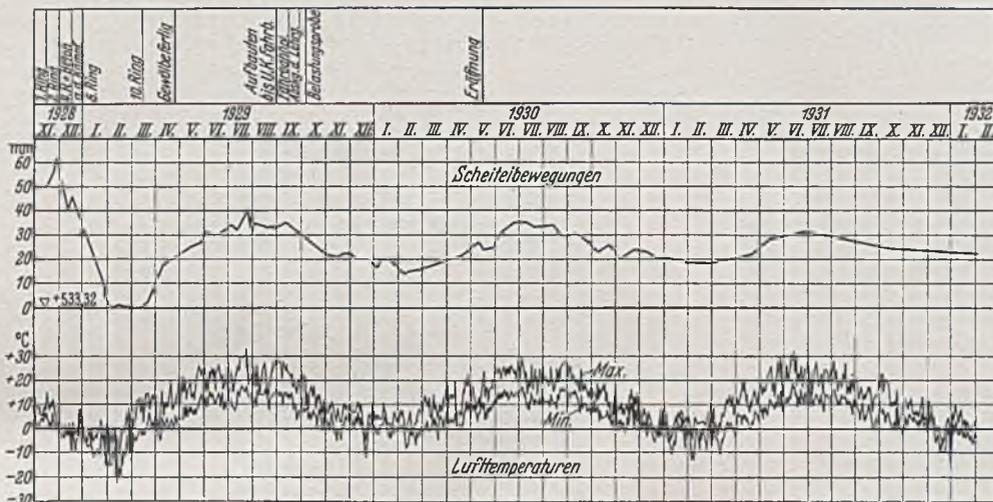


Abb. 3. Scheitelbewegungen unter dem Einfluß der Lufttemperaturschwankungen.

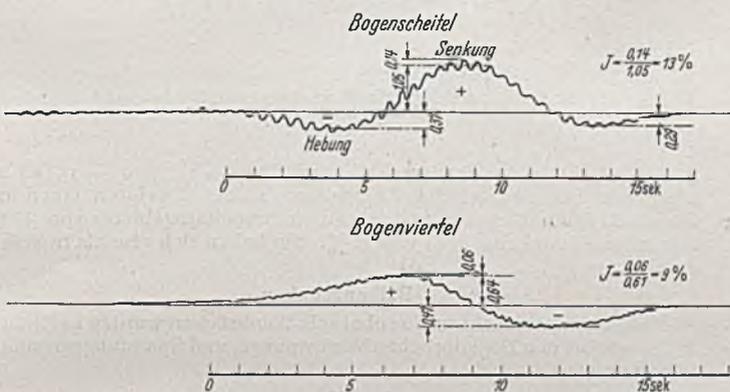


Abb. 4. Schwingungsdiagramme, aufgenommen im Bogenscheitel und im -Viertel.

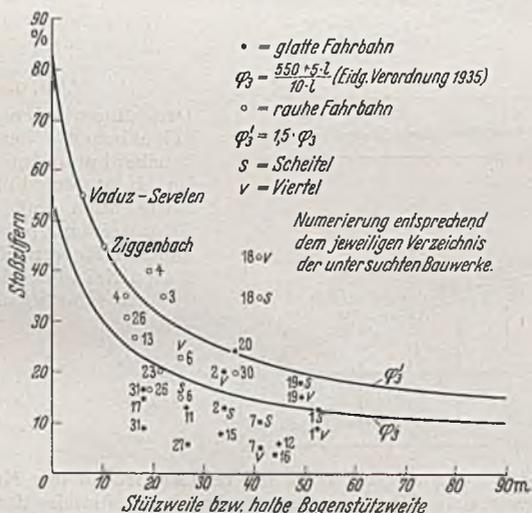


Abb. 5. Versuchswerte von Stoßziffern bei Bogen- und Balkenbrücken.

wählten Bogenbrücke Baden-Wettingen mit  $l = 68$  m die durch die schwerste Verkehrslast hervorgerufenen Spannungen bzw. Verformungen im Scheitel auf  $1/4$ , in den Bogenvierteln auf  $1/10$  und in den Kämpfern auf  $1/8$  der entsprechenden Werte für den Bogen ohne Überbau.

Die zulässigen Spannungen sind im fertigen Bauwerk also keineswegs ausgenutzt. Es ist deshalb in vielen Fällen möglich, höhere Verkehrslasten zuzulassen. So könnte z. B. nach den 1929 ausgeführten Messungen bei dem Langwieser Viadukt die Verkehrslast um 80% gesteigert werden, ohne daß die zulässigen Beanspruchungen überschritten oder die Knicksicherheit zu klein würde. Dabei ist besonders hervor-

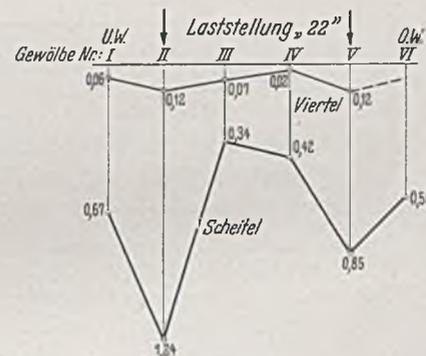
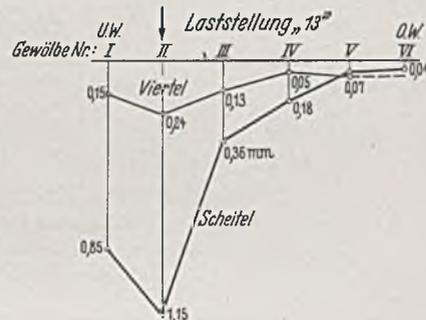
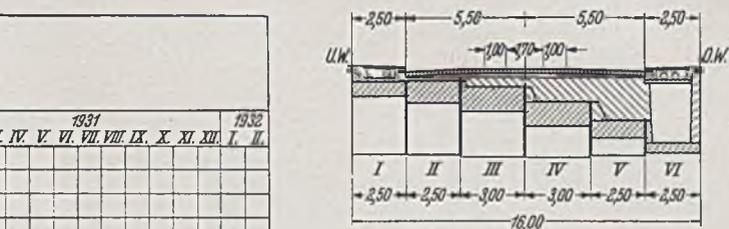


Abb. 6. Durchbiegungen im Bogenscheitel und -Viertel infolge Verkehrslasten.

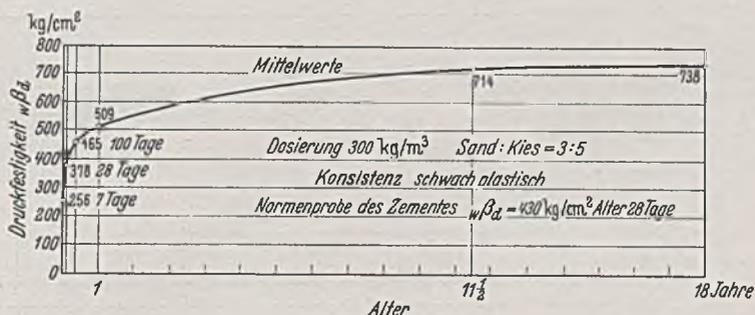


Abb. 7. Mittelwerte der Würfeldruckfestigkeiten bei einem Alter bis zu 18 Jahren des Betons der Fahrbahn, der Pfeiler und Fahrbrunnstützen und des Bogens, des Langwieser Viaduktes.

378 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen auf 738 kg/cm<sup>2</sup> nach 18 Jahren, d. h. auf rd. das Doppelte (Abb. 7). Auch der Elastizitätsmodul erhöhte sich mit dem Alter. Dabei erwies sich die in den Schweizer Eisenbetonbestimmungen angegebene Beziehung zwischen E-Modul und Prismendruckfestigkeit

$$K_b, \text{ nämlich } E_b = 550\,000 \cdot \frac{K_b}{K_b + 150} \text{ (in kg/cm}^2\text{) für Druckspannungen}$$

bis  $\sigma = 1/3 K_b$  als zutreffend.

In Abb. 8 ist neben der Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Prismendruckfestigkeit die Verhältniszahl  $n$  wiedergegeben. Im

Durchschnitt wurde bei den Bauwerksmessungen ein E-Modul von 300 000 bis 400 000 kg/cm<sup>2</sup> ermittelt, was einer Verhältniszahl  $n = 7$  bis 5,25 entspricht.

Alle Messungen bestätigten das einwandfreie elastische Verhalten der Bauwerke. Auch der oben erwähnte Langwieser Viadukt hat trotz seines Alters an Elastizität nichts eingebüßt. Durch Belastungsproben 1914 und 1929 waren folgende Scheitelsenkungen, die fast umgekehrt proportional dem entsprechenden Elastizitätsmodul liegen, festgestellt.

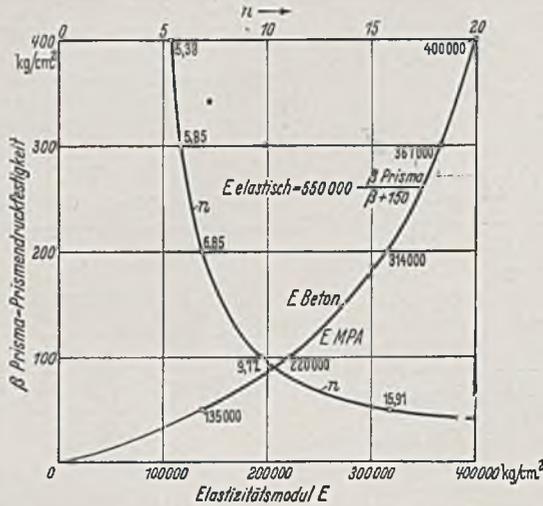


Abb. 8. Elastizitätsmodul als Funktion der Prismendruckfestigkeit; Verhältniszahl  $n = E$  Eisen : F Beton.

	Scheitelsenkung in mm	E
	kg/cm <sup>2</sup>	
Erste Belastungsprobe, 1914 . . . . .	2,4	~ 400 000
Zweite Belastungsversuche, 1929 . . . . .	1,96	~ 500 000
Verhältniszahl . . . . .	1,22	1 : 1,25

Besondere Sorgfalt wurde auf die Untersuchung der Knicksicherheit der Bogenbrücken verwendet. So verlangte z. B. der sehr hohe Schlankheitsgrad der Maggiabücke  $\frac{l}{h} \sim 130$  eine sehr sorgfältige Untersuchung auf Knicken dieses 88 m weit gespannten Bogens. Es zeigte sich, daß die rechnerische Knicksicherheit  $\nu$  des Bogens allein mit einer Exzentrizität  $m = 0,5$  gleich der halben Kernweite  $\nu = 3,7$ , und für eine Ex-

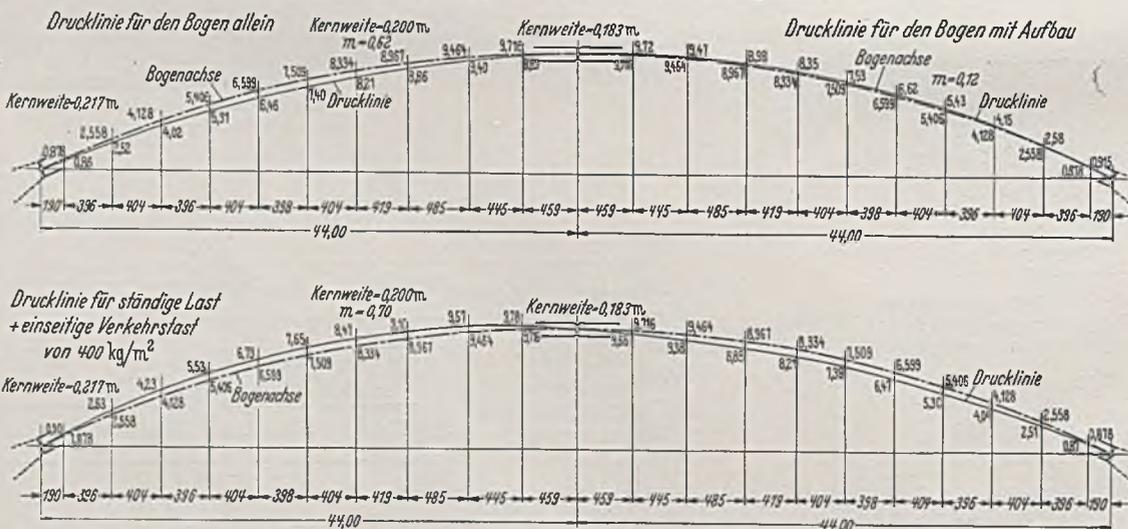


Abb. 9.

Drucklinienverlauf des Dreigelenkbogens der Maggiabücke ohne und mit Überbau; im letzteren Fall gleichzeitig auch auf die halbe Stützweite mit  $p = 400 \text{ kg/m}^2$  gleichmäßig verteilt belastet. Exzentrizitäten des Kraftangriffes.

zentrizität  $m = 1$ ,  $\nu = 2,7$  beträgt. Es war daher bei der Bogenausrüstung und insbesondere bei der Ausführung des Überbaues größte Vorsicht am Platze, da unsymmetrische Belastungen, verbunden mit einseitiger Sonnenbestrahlung, das Exzentrizitätsmaß

$$m = \frac{\text{Hebelarm der Druckkraft}}{\text{Kernweite}}$$

bedeutend vergrößern und entsprechend die Knicksicherheit vermindern können (Abb. 9).

Bei der Untersuchung der durch Hochwasser zerstörten 22 Jahre alten Eisenbetonbrücke über den Rhein bei Tavanasa zeigten sich an den durch die Zertürmung entstandenen zahlreichen Rißstellen keine Spuren von Rost. Die Bewehrungsseisen waren sachgemäß verteilt, sorgfältig verlegt und nirgends zu eng angeordnet. Die Betonüberdeckung der Eisen war an keiner Stelle kleiner als 25 mm. Infolgedessen konnten

nirgends Absprengungen des Betons infolge Rostbildung an Stellen zu geringer Betonüberdeckung festgestellt werden, wie wir sie leider bei vielen alten Bauwerken beobachten.

An keinem der untersuchten Bauwerke konnten Frostschäden festgestellt werden. Die im Alter von 18 Jahren geprüften, im Laboratorium

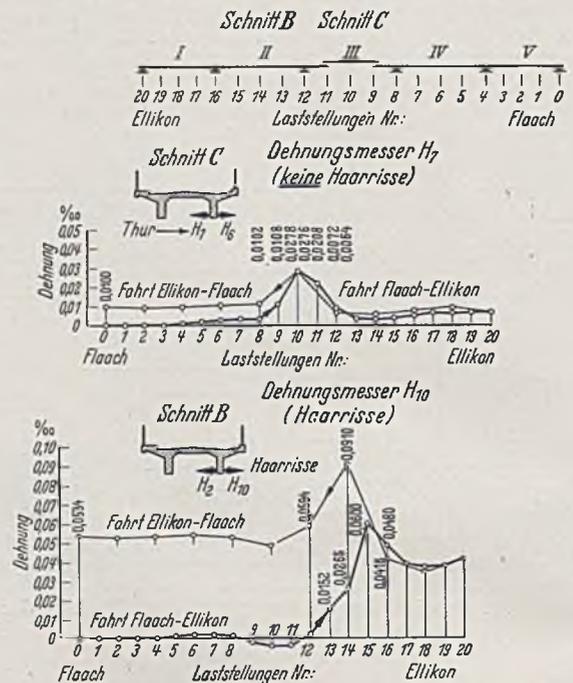


Abb. 10. Verlauf der gemessenen örtlichen Dehnungen in den Schnitten B (mit Haarrissen) und C (rißfrei) des Hauptträgers einer Eisenbetonbalkenbrücke.

50fachem schroffen Frostwechsel (zwischen  $+15^\circ$  und  $-15^\circ \text{ C}$ ) ausgesetzten Betonwürfel des Langwieser Viadukts zeigten einen noch innerhalb des natürlichen und zulässigen Streuungsgebietes von  $\pm 25\%$  liegenden Festigkeitsabfall von 12%. Sie haben sich also als frostsicher erwiesen.

**Balkenbrücken.**

Bei den untersuchten Eisenbetonbalkenbrücken wurden in ähnlicher Weise wie bei den Bogenbrücken Verformungs- und Spannungsmessungen vorgenommen.

Ziel der Belastungsversuche bei der Aa-Brücke des Kraftwerkes Wäggital war, neben Spannungszustand und Arbeitsweise des Brückentragwerkes die mittlere Güte des Betons festzustellen, da die Festigkeiten der Probewürfel bedeutende Unterschiede aufwiesen. Der geringe Unterschied der Messungen der Durchbiegung der einzelnen Hauptträger bei gleicher Belastung bestätigte diese Streuungen in der Festigkeit nicht, sondern die Messungen ließen auf ein gleichmäßiges Gefüge des Verbundkörpers schließen. Selbst wenn in dem einen oder anderen Fall in einzelnen Teilen des Bauwerks auf Grund der Probewürfelergebnisse verschiedene Festigkeiten angenommen werden, findet ein Spannungsausgleich in dem Sinne statt, daß der weniger feste Beton auf Grund seiner größeren Dehnungszahl  $\alpha = \frac{I}{E}$  sich auf Kosten des festeren Betons einer übermäßigen Kraftaufnahme entzieht.

Die bei den Untersuchungen an dieser Brücke festgestellten, durch Schwinden und Zugbeanspruchung entstandenen Haarrisse in der Zugzone des Eisenbetonbalkens zeigten sich deutlich in dem Verlauf der gemessenen Dehnung im Schnitt B (Abb. 10). Während in dem in der Zugzone nicht gerissenen Schnitt C keine übermäßig großen örtlichen Verformungen auftreten, wachsen die Faserdehnungen in dem über die Betonzugfestigkeit beanspruchten Schnitt B bis zu  $0,091\frac{0}{100}$ . Das Vorhandensein von Haarrissen hat dann keine nachteiligen Folgen für den Betrieb und Bestand des Eisenbetonbauwerks, wenn der frische Beton längere Zeit feucht gehalten und die Bildung von klaffenden Rissen, die infolge Wasserzutritt ein Rosten der Bewehrung ermöglichen, verhindert wird.

Die Messungen über die Stoßziffer, den Elastizitätsmodul, die lastverteilende Wirkung bestätigten bzw. ergänzten die bei den Bogenbrücken festgestellten Ergebnisse.

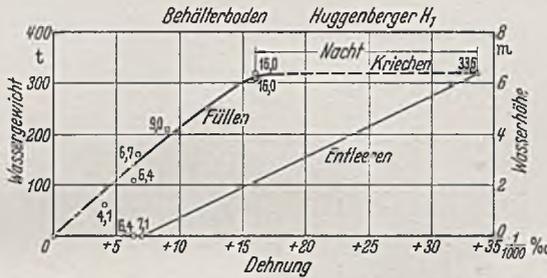


Abb. 11. Verformungen des Behälterbodens des Wasser- und Aussichtsturmes zu Basel.

Hochbauten.

Bei dem 1 Jahr alten Wasser- und Aussichtsturm der Stadt Basel wurden Messungen über das Kriechen während des erstmaligen Füllens und Entleerens angestellt. In Abb. 11 ist das Verformungsdiagramm entsprechend der fortschreitenden Füllung und Entleerung sowie dem Zeiteinfluß des während einer Nacht vollständig belassenen Wasserbehälters dargestellt. Während der Nacht trat infolge des Einflusses der Voll-Wasserlast ein mehr oder weniger starkes Kriechen ein, das ein Größtmaß für den Behälterboden erreichte. Wie bereits bekannt ist, wurde beobachtet, daß alter Beton hoher Festigkeit kleinere Kriechmaße aufweist als junger Beton von geringer Festigkeit. Prof. Roß gibt an, daß im Verlaufe von 2 Jahren das Kriechmaß im Mittel  $\sim 40\%$  der der Belastung und dem Schwinden entsprechenden Gesamtverformung erreicht.

Bei im Auftrage des Gas- und Wasserwerks Basel durchgeführten Messungen über auftretende Schwingungen der Koksauflagerungsanlage einer Gasfabrik sollte der Einfluß der Schwingungen für die Betriebssicherheit und den Bestand des Eisenbetonbaues untersucht werden. Die vertikalen Bewegungen sowie Längsschwingungen erwiesen sich

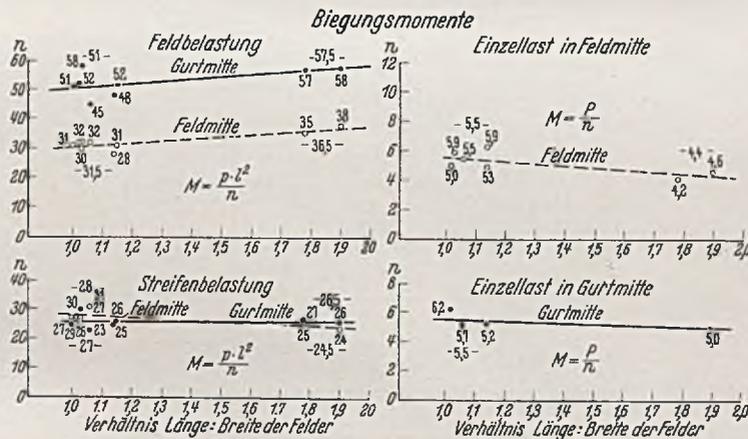


Abb. 12. Biegungsmomente einer Pilzdecke in Feld- und Gurtmitte für Feld-, Streifenbelastung und Eigenlast. Poissonsche Querdehnungszahl  $m = 6$ .

von untergeordneter Bedeutung. Die größten Schwingungen in der Querrichtung, gemessen am obersten Boden des 27 m hohen Förderungsturmes, betragen  $\pm 0,15$  mm. Die Dauer der Schwingung wurde zu 0,23 bis 0,24 Sek. ermittelt, was 4,3 bis 3,7 Hertz (Schwingungen je Sekunde) entspricht. Diese Schwingungen erklärten sich dadurch, daß die Schwingungszeiten der Schüttelrinnen und die Eigenschwingungszeit der Koksauflagerungsanlage nahe beieinanderliegen. Trotz dieser ungünstigen Übereinstimmung der Schwingungszeiten bestanden infolge der großen Steifigkeit des Bauwerks keine Bedenken für die Betriebssicherheit, um so weniger als bei gleichzeitiger Tätigkeit der Schüttelrinnen, der Brecher, der Rohkoksförderer, des Kranes und der Absackvorrichtung die an sich schon nicht sehr großen Schwingungen von  $\pm 0,15$  mm bedeutend

herabgesetzt wurden. Irgend welche sichtbaren Risse wurden an dem Bauwerk nicht beobachtet.

Die Messungen und Untersuchungen an neuen Pilzdecken bestätigten das einwandfreie elastische Verhalten dieser Deckenart. Alle Verformungen gingen nach der Entlastung vollständig wieder zurück. Gemessen wurden außer quadratischen auch rechteckige Felder. Abb. 12 gibt die Biegungsmomente in Feld- und Gurtmitte für gleichmäßig verteilte Feld- und Streifenbelastung und Einzellasten in Feld- und Gurtmitte wieder. Dabei fällt auf, daß bei Streifenbelastung die Momente in Gurt- und Feldmitte praktisch übereinstimmen, während nach der Theorie von Marcus und Lewe das Moment in der Mitte zwischen zwei Säulen um  $\sim 50\%$  größer sein sollte als in Feldmitte. Der Unterschied rührt daher, daß in der Berechnung der Einfluß der Steifigkeit des Pilzkopfes nicht ausreichend erfaßt werden kann. Auch in anderen Fällen ergaben sich gewisse Abweichungen zwischen Theorie und Messung.

Prof. Roß folgert daraus, daß es durchaus begründet ist, Ergebnissen systematischer, sachkundig durchgeführter Belastungsversuche, besonders an hochgradig statisch unbestimmten Tragwerken, wie Pilzdecken, den gleichen oder einen noch größeren Wert beizumessen wie den Ergebnissen der Theorie, zumal wenn diese notgedrungen auf unzulänglichen Annahmen aufgebaut ist. Dementsprechend dürfen nach der eidgenössischen Eisenbetonverordnung von 1935 für die Bemessung von Pilzdecken auch die Ergebnisse eingehender, wissenschaftlich bearbeiteter Versuche verwertet werden. Dipl.-Ing. Fritz Zeh, Baden-Baden.

Versuche über die Verstärkung einfacher biegunsfester Riegelanschlüsse durch Einbetonieren.

I. Allgemeines und Versuchsprogramm.

Gelegentlich einer Versammlung der Institution of Structural Engineers, London, am 8. Dezember 1938, berichtete Prof. C. Batho über Versuche, die er ausgeführt hat, um die Verstärkung geschraubter und genietet biegunsfester Riegelanschlüsse durch Einbetonieren zu untersuchen, d. h. zu ermitteln, ob die bei einfach genieteten oder geschraubten Anschlüssen nicht vollkommene Übertragung der Biegunsmomente von den Riegeln auf die Pfosten durch Einbetonieren zu verbessern ist.

Zunächst ist das Verhalten solcher Anschlüsse, die in üblicher Weise ohne Zuhilfenahme einer Verstärkung durch Einbetonieren hergestellt sind, zu betrachten. Nimmt man die Winkeländerung der Achsen der zusammengefügte Teile — Pfosten und Riegel — für das Verhalten des Anschlusses unter der Wirkung eines Biegunsmomentes als Kriterium, so ergibt sich für Probekörper nach Abb. 1 (oben) ein Schaubild nach Abb. 2, Kurve O-A. Man erkennt, daß mit wachsendem Moment die Winkeländerung schnell zunimmt, ein Ergebnis, das durch das Verhalten des auf Zug beanspruchten oberen Winkelanschlusses und zwar sowohl der Niete selbst wie auch des verbindenden Anschlußwinkels bedingt ist. Es folgt daraus, daß die Berechnung solcher Anschlüsse nach den einfachen Regeln zu wenig brauchbaren Ergebnissen führt, daß insbesondere die statische Wirksamkeit in der Übertragung bestimmter Momente von den durch den Anschluß zusammengefügte Riegeln und Pfosten erheblich von den Annahmen der normalen Berechnung abweicht.

Die Wirksamkeit solcher biegunsfester Anschlüsse läßt sich durch Einbetonieren verbessern. Um hierin näheren Einblick zu erhalten, sind Probekörper ähnlich der in Abb. 1 dargestellten Form untersucht worden; die Ergebnisse sind im Schaubild Abb. 2 aufgetragen. Die Kurve O—A behandelt — wie schon erwähnt — einen einfachen Anschluß ohne Beton. Die Kurve O—B ergibt sich für einen Probekörper mit einbetonierten Anschlüssen, wobei der Beton jedoch keine Bewehrung hatte, während die Kurve O—C das Verhalten eines Probekörpers mit stahlbewehrter Betonumkleidung kennzeichnet. Die Kurven beweisen, daß die Einbetonierung des Anschlusses diesen innerhalb eines gewissen Belastungsbereiches merklich versteifte, daß jedoch von einem bestimmten Augenblick an die Formänderungen der einbetonierten Proben mit dem weiteren Anwachsen des wirkenden Biegunsmomentes in ähnlicher Weise wie bei den nichteinbetonierten Proben zunahm. Dieser Zustand wurde erreicht, sobald im gezogenen Beton Risse auftraten, so daß seine Wirksamkeit ausgeschaltet wurde und die weiteren Formänderungen nur noch vom Verhalten der oberen Anschlußwinkel und ihrer Vernietung oder Verschraubung abhingen. Die Weiterführung der Belastung bis zum Bruch ergab, daß bei diesen Proben durch Einbetonieren ohne und mit Bewehrung eine Erhöhung der Bruchlast nicht zu erzielen war.

Zur tieferen Erforschung dieses Problems sind weitere Versuche gemacht worden, die sich von den vorstehend erwähnten dadurch unterscheiden, daß

1. bei einer Versuchsreihe der Trägeranschluß vor Einbringen des Betons vorbelastet und wieder entlastet wurde,
2. bei einer zweiten Reihe der Anschluß vor dem Einbetonieren vorbelastet wurde und während des Einbetonierens belastet blieb,
3. bei einer dritten Reihe eine Dauerbelastung über eine längere Zeitspanne hinweg aufgebracht wurde.

Diese Belastungsarten entsprechen der Wirklichkeit bei Ausführung eines solchen Anschlusses, beispielsweise in einem Stahlskelettbau, wo gleichfalls bereits eine mehr oder minder große Belastung der Rahmenecken auftritt, bevor ein Einbetonieren möglich ist.

Die Probekörper wurden nach Abb. 1 ausgeführt; die gewählten Abmessungen sind dort zu entnehmen. Der 1 : 2 : 4 gemischte Beton

wurde unter gleichen Verhältnissen wie bei einem Ausführungsbauwerk hergestellt und eingebracht; seine Druckfestigkeit nach 28 Tagen betrug 350 kg/cm<sup>2</sup>.

Für die ersten beiden Versuchsreihen wurden die Probekörper auf dem Biegebalken einer gewöhnlichen Prüfmaschine untersucht, wie in Abb. 3 oben schematisch dargestellt. Für die Versuche mit Dauerbelastung war eine Anordnung nach Abb. 3 unten gewählt. Die Last wurde durch sorgfältig geeichte Federn, deren jeweilige Spannung an Maßstäben abgelesen werden konnte, aufgebracht und unter laufender Beobachtung durch Nachstellen der Federn aufrechterhalten. Die gesuchten Winkeländerungen zwischen den Achsen der einen Probekörper bildenden Pfosten- und Riegel-Stücke wurden optisch mit Spiegeln gemessen.

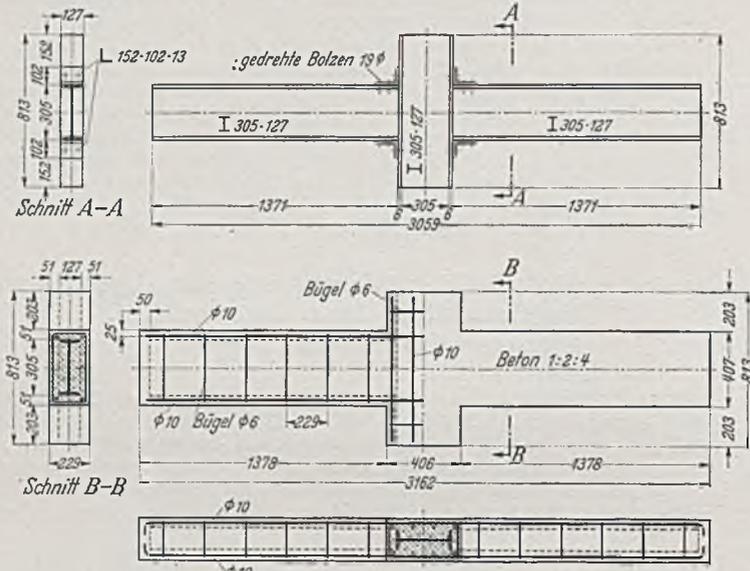


Abb. 1. Ausbildung der Probekörper.

II. Versuchsergebnisse.

Erste Versuchsreihe: Der Trägeranschluß wurde vor dem Einbetonieren belastet und wieder entlastet, sodann einbetoniert und nach 28 Tagen Erhärtungsdauer untersucht. Als Vergleich wurden nichteinbetonierte und ohne Vorbelastung einbetonierte Anschlüsse mituntersucht. Das Ergebnis ist in dem Diagramm Abb. 4 aufgetragen. Das Verhalten des zunächst nichteinbetonierten Trägers unter einem bestimmten Biegemoment kennzeichnet die Kurve O—A, deren

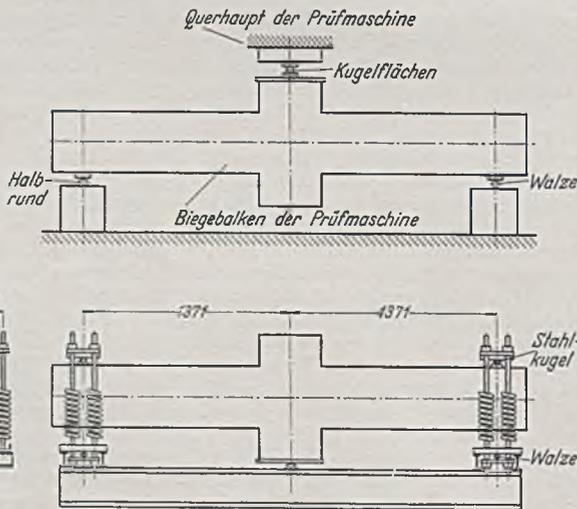


Abb. 3. Anordnung der Belastung der Probekörper.

gestrichelte Weiterführung bis E aus Vergleichsuntersuchungen gefunden ist. Nach der Entlastung verblieb eine Winkeländerung, die Kurve geht nicht bis O, sondern nur bis B zurück. Dann wurde einbetoniert und bei der erneuten Belastung ergab sich die Kurve B—C—D. Bemerkenswert ist der Knick bei C, der mit dem Auftreten von Rissen im Beton und dem Beginn größerer Formänderungen der Anschlußbolzen zusammenfällt und genau über A liegt, sowie die Tatsache, daß hinter C die Kurve C—D etwa parallel der Kurve A—E verläuft. Im Bereich größerer Biegemomente fällt die Kurve C—D dieser Versuchsreihe etwa mit der Kurve O—F des Vergleichsversuches eines ohne Vorbelastung einbetonierten Probekörpers zusammen, so daß die Vorbelastung auf das Verhalten in höheren Bereichen keinen Einfluß zu haben scheint.

Zweite Versuchsreihe: Der Trägeranschluß wurde vor dem Einbetonieren belastet, diese Belastung blieb während des Einbetonierens erhalten; erst dann folgte nach 28 Tagen Erhärtung die weitere Untersuchung. Die vor und während des Einbetonierens bis zur erfolgten Erhärtung in gleicher Größe verbleibende Belastung wurde durch eine Versuchsanordnung nach Abb. 3 (unten) aufgebracht. Der Einfluß des Schalungs- und Beton-Eigengewichtes auf die zu untersuchende Winkeländerung wurde genau festgestellt. Nach der Erhärtungszeit wurden die Probekörper aus dieser Vorrichtung ausgebaut und in einer Prüfmaschine behandelt.

Die Ergebnisse sind in Abb. 5 dargestellt, auch hier im Vergleich mit entsprechenden Kurven für Anschlüsse ohne Einbetonierung und ohne Vorbelastung. Das Verhalten unter der Vorbelastung (einschl. des

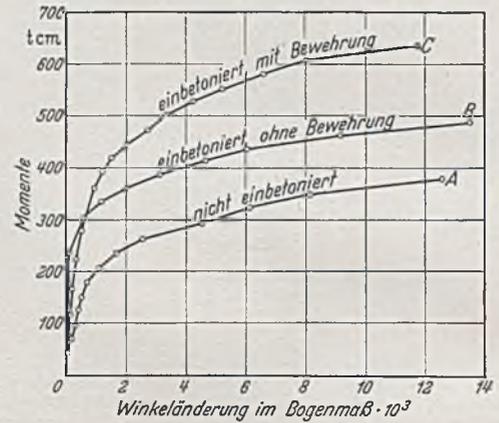


Abb. 2. Darstellung der Beziehung zwischen Winkeländerung und Biegemoment bei biegefesten Riegelanschlüssen.

hinzukommenden Eigengewichtes der Schalung und des Betons) ist durch die Kurve O—A gekennzeichnet. Nun folgte die Erhärtungszeit von 28 Tagen, innerhalb der sich nichts änderte. Das spätere Verhalten ist durch den Kurvenabschnitt A—B dargestellt. Man erkennt, daß — wie zu erwarten — der untere Kurventeil O—A dem gewöhnlichen Fall entspricht und daß in höheren Bereichen die Kurve A—B sich derjenigen des nicht irgendwie vorbelasteten Probekörpers sehr nähert.

Dritte Versuchsreihe: Die Probekörper erhielten, nachdem sie ohne irgendeine Belastung einbetoniert und 28 Tage erhärtet

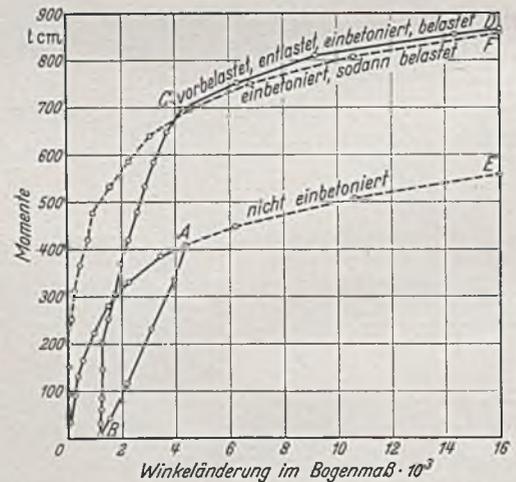


Abb. 4. Ergebnisdiagramm der ersten Versuchsreihe.

waren, über einen längeren Zeitraum hinweg eine auf einer bestimmten, gleichen Höhe verbleibende Belastung. Beobachtet wurden die Winkeländerungen, die sich nun im Laufe der Zeit, also ohne eine weitere Laststeigerung ergaben, wobei als Ursache dieser Formänderungen das Schwinden und Kriechen des Betons und das damit zusammenhängende Auftreten von Rissen anzusehen ist.

Unter mehreren Versuchen, die mit verschiedenen Belastungen ausgeführt wurden, ist das Ergebnis nach Abb. 6 bei einem Probekörper gewonnen, der mit einem Biegemoment belastet wurde, das im umhüllenden Beton gewöhnlich noch keine Risse hervorruft. Man erkennt, daß die Winkeländerungen in der ersten Zeit stärker, später weniger zunahm, um schließlich nach längerer Zeit, und zwar bei diesem Ver-

sich nach etwa einem Jahr (in Abb. 6 nicht mehr dargestellt), ganz zur Ruhe zu kommen. Die beiden Seiten l und r verhielten sich zwar nicht ganz gleich, aber doch sinngemäß ähnlich. Der Knick in der Kurve der Seite r ist auf größere Risse zurückzuführen, die sich nach 78 Tagen Versuchsdauer einseitig ausbildeten. Der Ruhezustand nach einer

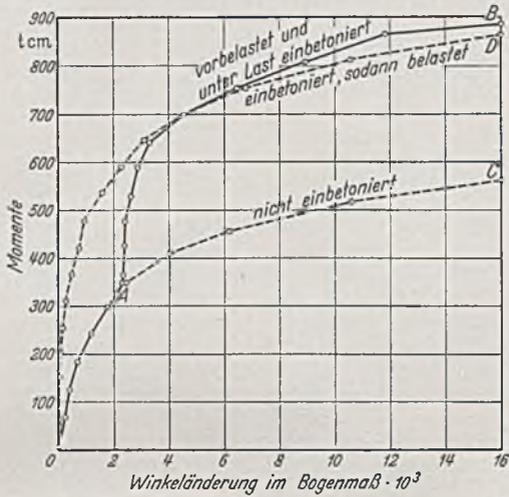


Abb. 5. Ergebnisdigramm der zweiten Versuchsreihe.

Winkeländerung von 0,002 (im Bogenmaß) trat ein, nachdem die Risse sich soweit vergrößert hatten, daß der gezogene Beton nicht mehr wirksam, für das weitere Verhalten also nur noch die oberen Anschlußwinkel und ihre Verbindung maßgebend waren.

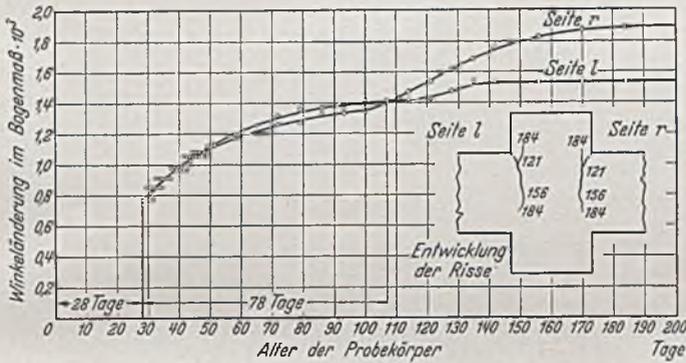


Abb. 6. Ergebnisdigramm der dritten Versuchsreihe.

Auch bei gleichlaufenden Versuchen mit kleineren und größeren Dauerbelastungen hörten, wenn auch nach verschieden langer Zeitdauer, jegliche Formänderungen auf, nachdem die Formänderungen und damit die Betonrisse das fast genau gleiche Maß erreicht hatten wie beim erstbeschriebenen Versuch.

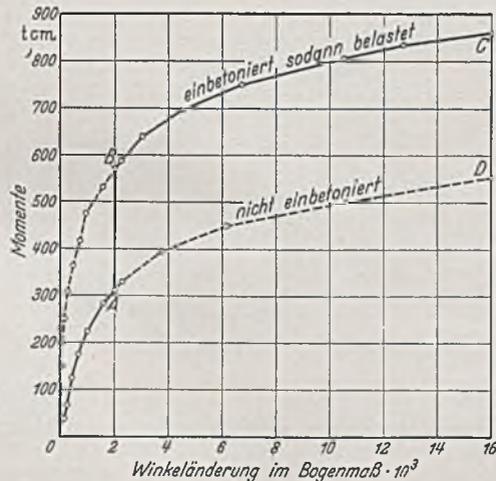


Abb. 7. Diagramm infolge Kriechens und Schwindens des Betons.

Da diese für den vorliegenden Versuch maßgebende Winkeländerung in einfacherer Weise durch einen Versuch mit gewöhnlicher, stufenweise gesteigerter Belastung zu ermitteln ist, folgt hieraus, daß Dauerversuche zur Feststellung, welchen Einfluß das Kriechen und Schwinden des Betons hat, unnötig sind.

Die aus diesen Überlegungen konstruierte Kurve O—A—B—C in

Abb. 7 stellt die Winkeländerungen unter Dauerbelastungen verschiedener Größe bei Berücksichtigung des Schwindens und Kriechens des Betons dar. Im unteren Belastungsbereich (Kurve O—A entsprechend) bewirkt das Schwinden Winkeländerungen bis zur Größe der Formänderung des nichteinbetonierten Anschlusses unter gleicher Last. Im oberen Bereich (Kurve B—C entsprechend) gelten die Verhältnisse des gewöhnlichen einbetonierten Anschlusses. Dazwischen ist die lotrechte Linie A—B maßgebend, wobei B als durch die Rißbildung charakteristisch gekennzeichnete Formänderung des gewöhnlich einbetonierten Probekörpers gefunden ist.

Diese Folgerungen fanden ihre Bestätigung in den Ergebnissen eines einfachen Versuches mit steigender Belastung, der an einem nach erfolgtem Schwinden zur Ruhe gekommenen Probekörper ausgeführt wurde. Die zeichnerische Darstellung ergab eine Kurve ähnlich Abb. 5.

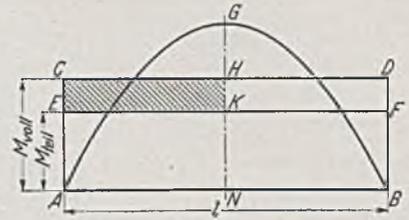


Abb. 8. Momentenverlauf in Rahmenriegeln.

### III. Grundsätzliches für die Auswertung der Ergebnisse.

Bei Stockwerkrahmen sind die Anschlußmomente der Riegel von der Steifigkeit dieser Riegel und der Anschlüsse selbst abhängig. Da letztere, wie die Versuche erwiesen haben, nicht konstant sind, muß ein besonderer Rechnungsgang gewählt werden.

Wir betrachten als einfachsten Fall einen Rahmenriegel, dessen Einspannungsmomente an beiden Enden gleich sind und der zudem gleichmäßig verteilt belastet ist. Bei voller Einspannung sei das zugehörige Moment =  $M_{voll}$ ; dann ergibt sich der bekannte Momentenverlauf nach Abb. 8, wobei Fläche A—G—N gleich Fläche A—C—H—N ist. Bei unvollkommener Einspannung mit einem kleineren Moment  $M_{teil}$  ist die Neigung  $\vartheta$  der Trägerenden an den Einspannungsstellen gleich der schraffierten Fläche E—C—H—K, geteilt durch  $E \cdot I$ .

$$\vartheta = \frac{(M_{voll} - M_{teil}) \cdot l}{2 E \cdot I} \quad \text{oder} \quad M_{teil} = M_{voll} - 2 E \cdot \frac{l}{I} \cdot \vartheta$$

Letztere Gleichung läßt sich durch die Gerade A—B in Abb. 9, die „Einspannungsmomentengerade“ oder kurz „Einspanngerade“ genannt darstellen. Wenn O—Q die versuchsmäßig ermittelte Moment-Drehwinkelkurve, kurz „Widerstandskurve“ genannt, der Trägerenden ist, so stellt die Ordinate von P als Schnittpunkt von A—B und O—Q das unvollkommene Einspannungsmoment  $M_{teil}$  dar, wenn der Pfosten lotrecht bleibt. Vermerkt sei, daß O—A =  $M_{voll}$  nur von Belastung und

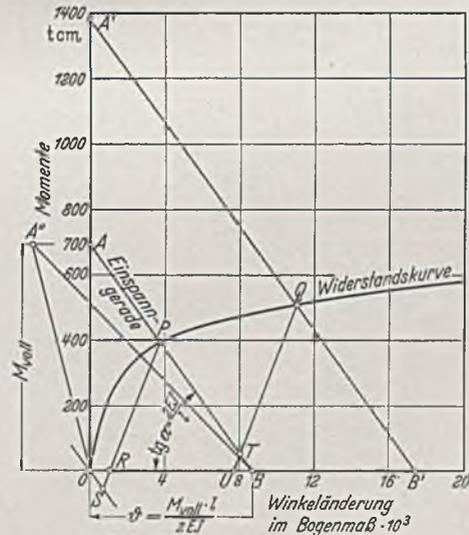


Abb. 9. Darstellung der Einspanngerade und Widerstandskurve.

Länge des Trägers, die Neigung der Geraden A—B jedoch von dem Steifigkeitsgrad des Balkens abhängt. Die Verdrehung der Pfosten kann auf zwei Wegen berücksichtigt werden: entweder durch Neigen der Lotrechten O—A in die Lage O—A', wobei A' auf der gleichen Höhe wie A verbleibt, oder durch ein Verschieben von A auf der Lotrechten O—A nach oben oder unten.

Bei Zunahme der Belastung verschiebt sich die Einspanngerade A—B, da ihre Neigung nur vom Steifigkeitsgrad des Riegels abhängt, parallel mit sich selbst in die Lage A'—B'. Die Ordinate von Q gibt das unvollkommene Einspannungsmoment an, das — wie man sieht — bei doppelter Last nur wenig zunimmt. Das Verhältnis  $M_{teil} : M_{voll}$  nimmt also mit wachsender Belastung ab, was zwar dem Pfosten zugute kommt, für die Riegel jedoch natürlich nachteilig ist.

Wenn die Belastung gleich Null wird, geht auch die Einspanngerade

durch Null in paralleler Richtung zu A—B. Wenn letztere der Nutzlast entspricht, geht die Widerstandskurve bei einer Entlastung nicht nach O, sondern nach R zurück (vgl. auch Abb. 4). Es ergibt sich also ein verbleibendes Einspannungsmoment mit umgekehrtem Vorzeichen, das durch die Ordinate von S gekennzeichnet ist. Bei einer Verdoppelung der Last erhält man die Einspanngerade A'—B' und nach der Zurückführung dieser Last auf die Nutzlast den Ast Q—U der Widerstandskurve, wobei das verbleibende Einspannungsmoment der Ordinate von

U lässige Nutzlast angesetzt ist. Die Ordinaten von P<sub>3</sub> und P<sub>4</sub> kennzeichnen die in diesen Fällen vorhandenen Einspannungsmomente. Die tatsächlichen Einspannungsmomente betragen in Prozentsätzen des vollen Einspannungsmomentes: bei nichteinbetonierten Anschlüssen 54%, bei einbetonierten Anschlüssen ohne angenommene Zugmitwirkung des Betons 61% und bei einbetonierten Anschlüssen mit Zugspannungen im Beton 69%.

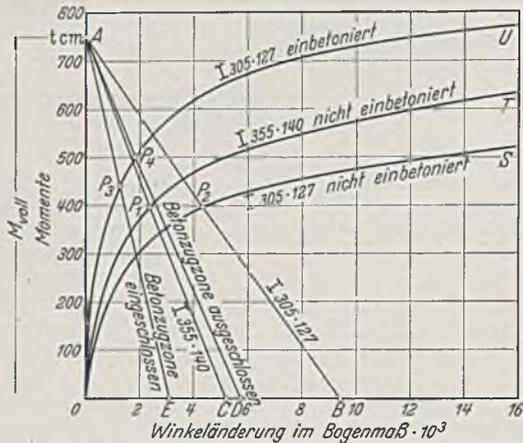


Abb. 10. Abhängigkeit der Einspannungsmomente von der Riegelhöhe.

T entspricht. Die Überlastung beeinflusst also das Einspannungsmoment bei Nutzlast, ist aber nur für die Formänderung von Bedeutung.

Eine weitere Überlegung zeigt, daß die Höhe der Riegel auf die Größe des wirksamen Einspannungsmomentes fast ohne Einfluß ist. In Abb. 10 ist O—S die Widerstandskurve für einen Probekörper nach Abb. 1 (oben) von 305 mm Höhe ohne Betonverstärkung. Die zugehörige

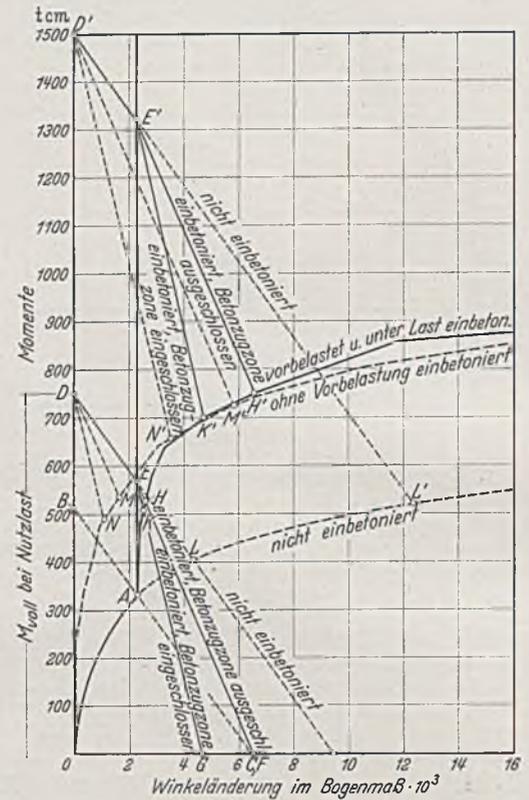


Abb. 12. Graphische Auswertung der zweiten Versuchsreihe.

IV. Besondere Erkenntnisse aus den Versuchen.

Erste Versuchsreihe: Das Ergebnis dieser Reihe, bei der der Anschluß vor dem Einbetonieren belastet und wieder entlastet war, ist aus Abb 4 entnommen. Da gleiche Profilabmessungen vorausgesetzt sind, müssen — als Riegelanschluß eines Rahmens betrachtet — die Einspanngeraden die gleiche Neigung haben wie in Abb 10. Die durch

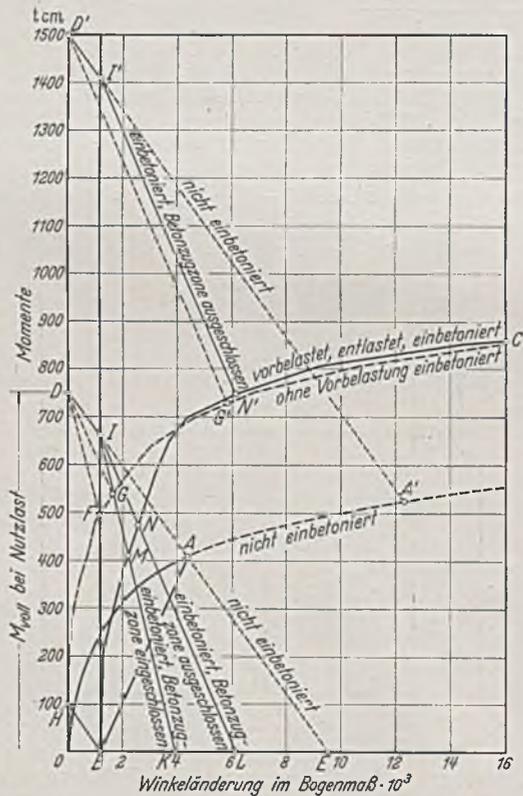


Abb. 11. Graphische Auswertung der ersten Versuchsreihe.

Einspanngerade ist A—B. Für einen höheren Riegel z. B. von 355 mm sind die Ordinaten und Abszissen der Widerstandskurve mit 355/305 zu erweitern, so daß die Kurve O—T entsteht; die Einspanngerade ist hierbei A—C. Die Einspannungsmomente sind durch die Ordinaten von P<sub>1</sub> und P<sub>2</sub> gegeben, die — wie man sieht — gleich groß sind.

Abb. 10 zeigt ferner die gleichen graphischen Beziehungen für Probekörper nach Abb. 1, und zwar im Vergleich zwischen nichteinbetonierten und einbetonierten Proben. Bei der Lage der Einspanngeraden der einbetonierten Proben muß natürlich der Einfluß des Betons auf das Steifigkeitsverhältnis I/I' des Riegels beachtet werden. A—D ist die Gerade, wenn der Beton in der Zugzone mitgerechnet, A—E, wenn derselbe in der Zugzone vernachlässigt ist, wobei als Belastung die zu-

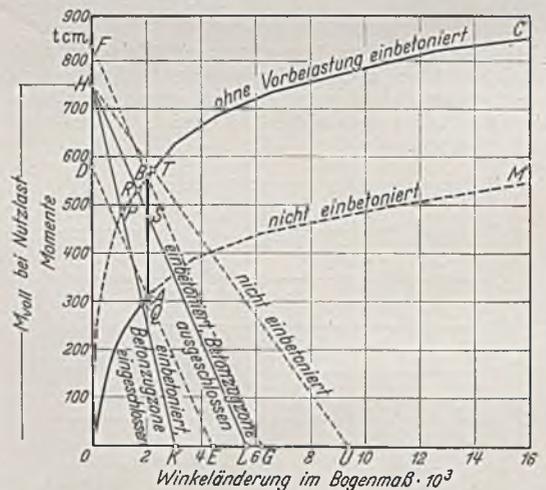


Abb. 13. Graphische Auswertung der dritten Versuchsreihe.

A verlaufende Einspanngerade des nichteinbetonierten Anschlusses ist dann D—E, wobei O—D nach früherer Deutung gleich M<sub>voll</sub> infolge Nutzlast ist, nur abhängig von Längenabmessung und Belastung. Bei gleicher Belastung werden die Einspanngeraden für einbetonierte Träger D—F, wenn die Zugfestigkeit des Betons mitgerechnet ist, und D—G, wenn dieselbe außer Ansatz geblieben ist, wobei die Neigungen der Einspanngeraden Abb. 10 entsprechen und die Schnittpunkte F und G auf der Kurve für gewöhnliche einbetonierte Probekörper liegen.

O—B stellte die verbleibende Formänderung nach Entfernen einer erstmaligen Vorbelastung vor dem Einbetonieren dar. Als Teil eines Rahmens wird bei Minderung der Belastung die Einspanngerade parallel zu sich selbst verschoben, hat demnach, wenn sie durch B hindurchgehen

soll, noch ein  $M_{\text{voll}} = O-H$ ; die nicht zurückgegangene Formänderung wirkt sich also wie eine verbliebene Belastung aus, deren Größe einem  $M_{\text{vo}1} = O-H$  entspricht. Für die Wiederbelastung nach dem Einbetonieren ist daher nur mit einem  $M_{\text{voll}} = H-D = B-I$  zu rechnen. Die Einspanngeraden sind nunmehr die Linien  $I-K$  und  $I-L$  und die Einspannmomente gleich den Ordinaten von  $M$  und  $N$ , je nachdem ob der Beton der Zugzone mitgerechnet wird oder nicht. Es folgt hieraus, daß bei Nutzlast die Einspannungsmomente einbetonierter Anschlüsse durch die Vorbelastung verkleinert werden und nur noch wenig über denjenigen der nichteinbetonierten Anschlüsse liegen.

Bei Verdoppelung der Nutzlast ergeben sich aber wesentlich andere Verhältnisse. Die Einspanngerade  $D'-I'-N'$  trifft die Widerstandskurve in einem Bereich, wo dieselbe fast mit der Kurve des nichtvorbelasteten Anschlusses zusammenfällt. Das tatsächliche Einspannungsmoment, dargestellt durch die Ordinate von  $N'$ , liegt ein wenig über demjenigen des nichtvorbelasteten Anschlusses (Ordinate von  $G'$ ) und erheblich über demjenigen des Anschlusses ohne Betonumhüllung (Ordinate von  $A'$ ).

Aus diesen Überlegungen ist der Schluß zu ziehen, daß eine Vorbelastung, obwohl sie im unteren und mittleren Bereich die Wirksamkeit eines einbetonierten Anschlusses merkbar beeinflusst, bei Nutzenanwendung in praktisch vorkommenden Fällen wie z. B. Rahmenkonstruktionen doch belanglos ist.

**Zweite Versuchsreihe:** Das Ergebnis der zweiten Versuchsreihe, bei der der Probekörper zunächst vorbelastet wurde und diese Belastung während des Einbetonierens behielt, ist aus Abb. 5 entnommen. Die Einspanngeraden in Abb. 12 sind die gleichen wie in Abb. 11, diejenige durch  $A$  als den Wert der Vorbelastung, bevor der Körper einbetoniert wurde, ist die Gerade  $B-C$ . Wenn die Belastung soweit gesteigert ist, daß  $M_{\text{voll}} = O-D$  ist, wird das wie im vorigen Beispiel gefundene unvollkommene Einspannungsmoment gleich der Ordinate von  $H$ , wenn die Betonzugzone ausgeschlossen ist. Der entsprechende Wert für den ohne Vorbelastung einbetonierten Anschluß ist die Ordinate von  $M$ . Dem entsprechen die Ordinaten von  $K$  bzw.  $N$ , wenn die Zugzone eingeschlossen ist. Der Einfluß dieser Vorbelastung auf das tatsächliche Einspannungsmoment ist, wie die geringfügige Abweichung der Ordinaten zeigt, belanglos. Bei Verdoppelung der Last ergaben sich die Ordinaten von  $H'$  und  $M'$  bzw.  $K'$  und  $N'$ , die erkennen lassen, daß in diesem Falle die tatsächlichen Einspannungsmomente infolge der Vorbelastung ganz geringfügig anwachsen.

Hieraus folgt, daß eine während des Einbetonierens aufrechterhaltene Vorbelastung auf die wirksamen Anschlußmomente bei praktisch vorkommenden Rahmen ohne Einfluß ist.

**Dritte Versuchsreihe:** Die Versuchsergebnisse, die den Einfluß des Kriechens und Schwindens des Betons bei einer längere Zeit gleichmäßig wirkenden Dauerbelastung darlegen, sind der Abb. 7 entnommen. Das Schwindmaß ist begrenzt durch die Kurve  $O-A-B-C$ . Wenn die Einspanngerade die Kurve  $O-A-M$  unterhalb  $A$  schneidet, wird die Winkeländerung infolge des Schwindens sich bis zu dieser Kurve hin fortsetzen. Die Einspanngerade  $D-A-E$  ist ein Grenzwert, wobei die Neigung den früheren Beispielen bei Ausschaltung der Zugspannung entspricht. Wenn  $F-B-G$  die hierzu parallele Einspanngerade mit einem  $M_{\text{voll}} = O-F$  ist, so ist ersichtlich, daß bei einer noch höheren Belastung das Schwinden keinen Einfluß mehr ausübt.

Nun sei  $O-H$  das volle Einspannungsmoment bei Nutzlast und  $H-K$  und  $H-L$  die zugehörigen Einspanngeraden, wenn der Beton in der Zugzone als wirkend oder infolge von Rissen als nicht mehr wirkend angenommen wird. Wenn der Beton im Anschluß, und zwar sowohl bei Aufbringen der Belastung wie auch während des Schwindens hinterher nicht reißt, wird das tatsächlich wirkende Einspannungsmoment  $M_{\text{teil}}$  infolge des Schwindens von  $P$  nach  $Q$  absinken, also bis auf den Wert, der einem nichteinbetonierten Anschluß entspricht. Wenn Risse zwar noch nicht bei Aufbringen der Belastung, wohl aber während des Schwindens auftreten, wird  $M_{\text{teil}}$  gleich der Ordinate von  $S$ , nimmt also nur kaum merkbar ab. Wenn sich die Risse aber schon beim Belasten selbst bilden, wie es meistens der Fall sein wird, vermindert sich infolge des Schwindens  $M_{\text{teil}}$  von  $R$  auf  $S$ .

In einer Rahmenkonstruktion werden Schwindvorgänge in den Riegeln deren Steifigkeit vermindern, also die Einspanngerade flacher machen. Das tatsächliche Einspannungsmoment wird demnach durch das Schwinden des Riegelbetons vergrößert, da der Schnittpunkt der Einspanngeraden mit der Linie  $O-A-T-C$  heraufrückt. Die Grenzlage der Einspanngeraden ist  $H-T-U$ , wenn die Steifigkeit des Riegels bis auf diejenige des nichteinbetonierten Trägers heruntergegangen ist. Schwindvorgänge in den Pfosten und sonstigen Rahmenteilern können das tatsächliche Einspannungsmoment eines Riegels vergrößern oder abmindern, je nachdem ob infolge dieser Wirkungen die Pfosten sich nach innen oder außen verdrehen.

Hieraus folgt, daß das Schwinden des Betons innerhalb des Anschlusses die tatsächlichen Einspannungsmomente eines Rahmenriegels geringfügig vermindert, das Schwinden innerhalb der Riegelstücke die Momente vergrößert und das Schwinden innerhalb der anderen Bauteile, wodurch Pfostenverdrehungen verursacht werden, in dem einen oder anderen Sinne wirkt. [Nach „The Structural Engineer“ 12 (1938) S. 427.]  
Dr.-Ing. C. J. H o p p e, Düsseldorf.

## Wesen und Bedeutung der Aufschweißbiegeprobe.

Unter Schweißempfindlichkeit versteht man die Neigung des Stahles zur Ribbildung beim Schweißen, insbesondere beim Schweißen von starken Profilen. Bei der Aufschweißbiegeprobe wird auf eine Platine von  $700 \times 200 \times 50$  mm<sup>3</sup> einseitig (mit oder ohne vorheriges Einfräsen einer Nut) eine Schweißraupe in einer Lage gelegt. Die Probe wird in einer Biegemaschine so gebogen, daß die Schweißnaht auf der Zugseite liegt. Der erreichte Biegewinkel wird als Maß für die Eignung des Werkstoffes zur Verwendung bei geschweißten Tragwerken angesehen. Dabei wird, wenigstens in der letzten Zeit, weniger Wert auf die Feststellung des ersten Anrisses gelegt, der schon bei sehr kleinen Biegewinkeln auftritt, als darauf, wie sich der Anriß durch den Rest der Probe fortsetzt, ob die Probe langsam aufreißt oder ob sie schlagartig unter Ausbildung eines Trennbruches durchbricht. Tritt das letztere ein, so gilt der Stahl als ungeeignet für das Verschweißen in großen Profilstärken.

Die Aufschweißbiegeprobe hat bereits begonnen, in die Entwicklung bestimmter Baustähle einzugreifen. An einzelnen Tragwerken, die aus Baustahl St 52 unter Verwendung von Gurtlamellen beträchtlicher Stärke (40—65 mm) durch Schweißen hergestellt worden waren, sind Ribschäden aufgetreten. Daß auf den Bruchflächen verschiedentlich Anlauffarben beobachtet wurden, ließ darauf schließen, daß die Anrisse mindestens teilweise während des Schweißens entstanden. Die Ursache dieser Risse wurde hauptsächlich der Härtung der durch die Schweißhitze beeinflussten Zone zugeschrieben und der Gehalt des Baustahles St 52 sowohl an Kohlenstoff als auch an Legierungselementen soweit beschränkt, daß eine übermäßige Härtung der hitzebeeinflussten Zone beim Schweißen nicht mehr eintreten kann.

Ed. Houdremont, K. Schönrock und H.-J. Wiester haben es auf Grund umfassender eigener Versuche und des bisher bekannt gewordenen Schrifttums unternommen, festzustellen, welche Eigenschaften des Werkstoffes bei der Aufschweißbiegeprobe erfaßt werden, welche Umstände dabei mitspielen und inwieweit aus dem Prüfergebnis Rückschlüsse auf das Stahlverhalten im Tragwerk gezogen werden können. Die Berichte liegen nun vor.

Wie Houdremont, Schönrock und Wiester gefunden haben, handelt es sich bei der Aufschweißbiegeprobe um Spannungsrisse, die in nicht gebogenen Versuchsstücken nicht zu finden sind. Ohne eine zusätzliche Verformung reicht der durch das Aufschweißen der Raupe entstehende Spannungszustand nicht aus, Anrisse im Schweißgut oder in der wärmebeeinflussten Zone entstehen zu lassen. Die Anrisse entstehen erst bei Verformungen, die zwar, am Biegewinkel gemessen, gering sind, die aber weit über das hinausgehen, was in Tragwerken zulässig ist. Eine unmittelbare Prüfung des Werkstoffes auf seine Neigung zur Ausbildung von Schweißrissen im Schweißgut oder in der wärmebeeinflussten Zone ermöglicht die Aufschweißbiegeprobe nicht. Auch ist eine genaue Bestimmung des Biegewinkels, bei dem die ersten Anrisse entstehen, mit großen Schwierigkeiten verbunden, weil die Anrisse vielfach unter der Oberfläche beginnen. Praktisch interessieren aber gerade die ersten Anrisse wegen der damit verbundenen Gefahr des Entstehens von Dauerbrüchen. Jedenfalls entspricht die Aufschweißbiegeprobe in ihrer ganzen Anlage nicht den Verhältnissen und Beanspruchungen, wie sie bei geschweißten Tragwerken vorkommen. Eine allenfalls eintretende Härtung des Grundwerkstoffes vermindert das Verformungsvermögen und begünstigt dadurch das Anreißen, ist aber (innerhalb der durch die heutigen Analysenvorschriften gegebenen Grenzen) nicht als erste Ursache der Anrißbildung zu betrachten. Eine Verminderung der Anrißgefahr ist durch Schweißen bei ausreichender Vorwärmung möglich, weil hierbei die Schweißspannungen und gleichzeitig auch die Härteannahme kleiner werden. Im gleichen Sinne wirkt ein nachträgliches Spannungsfreiglühen der Schweißung, wie es im Kesselbau üblich, bei Tragwerken aber technisch nur beschränkt durchführbar ist. Eine metallurgische Beeinflussung der Härteannahme in der ribgefährdeten Zone, etwa durch Feinkornbehandlung, ist unter den Erhitzungs- und Abkühlungsbedingungen der in Frage kommenden Schweißungen nicht zu erwarten. Ein günstiges Verhalten des auf Feinkorn behandelten Stahles beim Aufschweißbiegeversuch ist überwiegend seinem Gehalt an Einschlusssäuren zuzuschreiben. Ein günstiges Ergebnis beim Aufschweißbiegeversuch bietet keine Gewähr für einen einwandfreien Stahl. Durch eine Schlackenzeile kann der Trennbruch aufgehalten werden.

Bis zum Anreißen der Probe wird im wesentlichen nur das Schweißgut und die wärmebeeinflusste Zone, nicht aber der unbeeinflusste Grundwerkstoff geprüft. Der Aufschweißbiegeprobe wird aber gerade für die Beurteilung der Eignung des Grundwerkstoffes entscheidende Bedeutung beigemessen. Je nachdem der Grundwerkstoff unter dem Einfluß der Kerbwirkung der Anrisse, die durch das Einreißen des Schweißgutes und der wärmebeeinflussten Zone entstehen, schlagartig durchbricht oder erst bei weiterer Verformung langsam aufreißt, wird der Werkstoff als geeignet oder ungeeignet angesehen. Durch die Aufschweißbiegeprobe soll die Neigung des Werkstoffes zum Trennbruch unter dem Einfluß einer räumlichen Beanspruchung geprüft werden, wie sie sich durch scharfe Kerben (als solche wirken die Anrisse) ausbildet. Es wird demnach im Grunde genommen das gleiche Ziel wie bei der Kerbschlagbiegeprobe verfolgt, nur daß hier der Kerb nicht an einer bestimmten Stelle liegt und keine bestimmte geometrische Form hat, sondern erst durch eine

Reihe von Umständen gebildet wird, die z. T. mit dem Werkstoff in keinem Zusammenhang stehen.

Auch die Aufgabe der Kerbschlagbiegeprobe war die Prüfung der Neigung des Werkstoffes zum Trennbruch bei räumlicher Beanspruchung. Daher sind auch die Mittel zur Verbesserung des Werkstoffverhaltens bei der Aufschweiß- und bei der Kerbschlag-Biegeprobe die gleichen. Dazu gehören in erster Linie die Maßnahmen, die eine Verringerung der Korngröße des Werkstoffes bewirken, und zwar sowohl in bezug auf das Sekundärkorn als auch in bezug auf die metallurgisch bedingte Austenitkorngröße nach der McQuaid-Ehn-Probe. An Aufschweißproben, die aus metallurgisch verschieden behandelten Pfannen ein und derselben Schmelzung stammten und die sehr starke Unterschiede in der Ehnkorngröße aufwiesen, konnten in der am stärksten gehärteten Schicht dicht unterhalb der Schweißnaht weder in bezug auf die Korngröße noch in bezug auf die Höchststärke nennenswerte Unterschiede festgestellt werden. Gerade die am stärksten überhitzte und gehärtete Zone ist es aber, in der die Anrisse entstehen.

Im allgemeinen wird die Kerbschlagzähigkeit mit zunehmendem Reinheitsgrad verbessert. Mitunter macht sich aber auch ein Einfluß in entgegengesetzter Richtung bemerkbar, wenn z. B. Schlackeneinschlüsse einen faserig-sehnigen Bruch herbeiführen, wobei in erster Linie nicht die Menge, sondern die Verteilung dieser Einschlüsse von Bedeutung ist. Die Kerbzähigkeit ist ein aus dem Zusammenwirken so vieler verschiedener und in unübersichtlicher Weise einander überlagernder Umstände hervorgehender Prüfwert, daß sich aus ihr nur sehr bedingt Rückschlüsse auf das Verhalten des Werkstoffes in einem beliebig geformten Bauteil ziehen lassen. Dies gilt in noch stärkerem Maß für die Aufschweißbiegeprobe.

Die Aufschweißbiegeprobe ist ihrem Wesen nach eine Kerbbiegeprobe, bei der die Kerben in Form von Anrissen sich erst während der Prüfung ausbilden. Die Neigung des Grundwerkstoffes oder des bei der Schweißung verwendeten Elektrodenwerkstoffes zur Ribbildung unter dem alleinigen Einfluß des Schweißens ohne zusätzliche äußere Beanspruchung (d. h. die Schweißempfindlichkeit im üblichen Sinne) wird also durch diese Probe von vornherein nicht erfaßt. Die aufgeschweißte Raupe und der dadurch entstehende Spannungszustand haben im wesentlichen nur die Aufgabe, die Vorbedingungen für das Entstehen der Anrisse im Schweißgut und in dem am stärksten gehärteten Teil der hitzebeeinflussten Zone beim Biegen der Probe zu schaffen. Ein Rückschluß aus dem Zeitpunkt des Entstehens dieser Anrisse auf die Eignung des Werkstoffes zur Verwendung in geschweißten Bauwerken ist nicht möglich und wird auch nicht gezogen, insbesondere deswegen nicht, weil eine genaue Bestimmung des Biegewinkels beim ersten Anriß auf die größten Schwierigkeiten stößt, da die Anrisse vielfach unter der Oberfläche entstehen und nicht unmittelbar zu beobachten sind. Die Gefahr des Dauerbruchs, der ja schon vom kleinsten Anriß ausgehen kann, wird also ebenfalls durch die Probe nicht geprüft.

Die in bezug auf Schweißrissigkeit von Flugzeugblechen gewonnenen Erfahrungen lassen sich auf St 52 nicht übertragen. Es handelt sich da um verschiedene Erscheinungen. Bei der Schweißrissigkeit von Flugzeugblechen treten die Risse bei hohen Temperaturen auf und verlaufen an den Korngrenzen. Diese Erscheinung tritt nur bei Blechen unter etwa 3 mm Dicke auf. Im Gegensatz dazu handelt es sich bei der Schweißrissigkeit von St 52 um Risse, die erst bei verhältnismäßig tiefen Temperaturen und großen Blechstärken entstehen und in Form von Trennbrüchen durch die Körner hindurch verlaufen.

In den Bedingungen, die zum Entstehen der Anrisse führen, sind eine große Anzahl von Einflüssen enthalten, die dem zu prüfenden Werkstoff fremd sind und, wie z. B. bezüglich der verschiedenen Schweißbedingungen, auch bei einer Normung der Probe schwerlich gleichbleibend gehalten werden könnten. Seitens des Werkstoffes gehen nur die Härtung der hitzebeeinflussten Zone und die für die Ausbildung des Spannungszustandes maßgebenden Festigkeitseigenschaften in diese Bedingungen ein. Da der Übergang vom Verformungs- zum Trennbruch unstetig erfolgt, so gibt die Prüfung bei Raumtemperatur nur einen Ausschnitt aus dem Prüfverhalten des Werkstoffes. Erst aus einer Linie,

die den Biegewinkel in Abhängigkeit von der Prüftemperatur wiedergibt, würde sich ein etwas zuverlässigeres Bild ergeben.

Der Zeitpunkt des Entstehens der Anrisse kann hinausgeschoben werden: 1. durch die Vorwärmung beim Schweißen, durch die sowohl die Härtung der beeinflussten Zone als auch der Spannungszustand gemildert werden kann; 2. durch eine Warmbehandlung nach dem Schweißen; 3. durch eine Erhöhung der Prüftemperatur. Die eigentliche Prüfung des Werkstoffes setzt erst nach dem Entstehen dieser Anrisse ein. Auf seiten des Werkstoffes wird das Ergebnis der Aufschweißbiegeprobe von allen jenen Umständen beeinflusst, die auch bei der Kerbschlagprüfung die Neigung zum Trennbruch herabsetzen.

Der Aufschweißbiegeversuch ist ein Verfahren zur Prüfung der Neigung des Stahles zum Trennbruch, das mit noch größeren Unvollkommenheiten behaftet ist, als die Kerbschlagprobe. Die Beanspruchungs- und Spannungsbedingungen sind willkürlich gewählt und stehen in keinem unmittelbaren Zusammenhang mit den Verhältnissen im Tragwerk. Bei beiden Prüfverfahren kommt das Ergebnis durch das Zusammenwirken einer solchen Vielzahl von Umständen zustande, daß eine einfache Beziehung zwischen ihren Ergebnissen nicht zu erwarten ist. Beide Prüfverfahren ermöglichen eine Unterscheidung zwischen verschiedenen Werkstoffen in der Hauptsache nur dann, wenn die Prüfbedingungen zufällig so gewählt sind, daß sie für den betreffenden Werkstoff gerade den unstetigen Übergang vom Trenn- zum Verformungsbruch erfassen. Die unter diesen willkürlich gewählten Bedingungen sich ergebende Einteilung der Werkstoffe in gute und schlechte kann aber unter Bedingungen, wie sie im Bauteil vorliegen, unter Umständen weitgehend belanglos sein.

In Anbetracht der Vielzahl der mitwirkenden Umstände ist die Wiederholbarkeit der Ergebnisse bei der Aufschweißbiegeprobe nur eine sehr bedingte. Es kann von ganz geringfügigen Zufälligkeiten abhängen, ob der untersuchte Werkstoff zugelassen oder zurückgewiesen wird. In einer Beziehung allerdings war die Aufschweißprobe von außerordentlichem Wert: sie hat erneut die Gefahren aufgezeigt, die der beim Schweißen starker Profile entstehende Spannungszustand mit sich bringt.

Die Aufschweißprobe ist nicht geeignet, die betriebliche Sicherheit geschweißter Tragwerke wesentlich zu erhöhen. Ein Prüfverfahren kann über die voraussichtliche Sicherheit eines Tragwerkes nur dann etwas aussagen, wenn die Prüfbedingungen den Beanspruchungsbedingungen im Tragwerk im vollen Umfange entsprechen oder wenn die Sicherheit des Bauwerkes nachweislich von klar definierten Werkstoffkennwerten abhängt, die durch das Prüfverfahren eindeutig bestimmt werden können. [Nach Ed. Houdremont, K. Schönrock und H.-J. Wiestler: Der Aufschweißbiegeversuch und seine Eignung zur Prüfung von Baustählen. Techn. Mitt. Krupp, Forschungsberichte 2 (1939) S. 191—205 sowie Stahl u. Eisen 59 (1939) S. 1241, 1268.]

A. Leon, Graz.

### Ernennung zum Ministerialdirektor.

Der Führer hat den Abteilungsleiter beim Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen, Ministerialrat Schönleben, zum Ministerialdirektor ernannt.

Mit dieser Ernennung finden die Leistungen eines Mitarbeiters des Generalinspektors Dr.-Ing. Fritz Todt die verdiente Anerkennung. Ministerialdirektor Schönleben ist im Jahre 1897 in Ansbach in Mittelfranken geboren. Den Weltkrieg machte er von 1916—1918 als Frontkämpfer mit. In den unruhigen Zeiten des Novemberregimes war er Freikorps-Kämpfer in München und Würzburg. Im August 1933 wurde er als Regierungsbaurat zum Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen berufen. Generalinspektor Dr. Todt übertrug ihm sehr bald die Leitung der Abtlg. Reichsautobahnen.

Ministerialdirektor Schönleben hat sich um den Bau der Straßen des Führers außerordentliche Verdienste erworben. In der Reichsleitung des NS-Bundes deutscher Technik bekleidet er das Amt des Fachgruppenleiters der Fachgruppe Bauwesen. Die Zeitschrift dieser Fachgruppe „Der Deutsche Baumeister“ wird von ihm herausgegeben.

## PATENTBERICHTE.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 47 vom 23. November 1939 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 a, Gr. 12/30. M 142 057. Maschinen- und Bohrgerätefabrik Alfred Wirth & Co., Komm.-Ges., Erkelenz, Rhld. Hebewerk für Tiefbohranlagen. 21. VI. 38.
- Kl. 20 i, Gr. 5/01. K 154 186. Erfinder: Friedrich Brockschmidt, Osnabrück. Anmelder: Klöckner-Werke Akt.-Ges., Duisburg. Drehgelenkartige Verbindung der Weichenzunge mit der Zungenverbindungsstange; Zus. z. Pat. 677 040. 16. I. 39.
- Kl. 37 b, Gr. 6. F 82 859. Erfinder: Georg Arthur Manger, Naunhof. Anmelder: Farbnorm Energie Ludwig Ephraim, Großbothen i. Sa. Schalldämpfender Wand- und Deckenbewurf. 13. IV. 37. Österreich.
- Kl. 37 f, Gr. 1/03. D 74 188. Erfinder: Erich Karweik, Berlin, und Paul Alexander Gramatzky, Berlin-Charlottenburg. Anmelder:

- Deutsches Propaganda-Atelier G. m. b. H., Berlin-Lichterfelde, und Erich Karweik, Berlin. Deckenkonstruktion für Hallenbauten. 17. XII. 36.
- Kl. 49 h, Gr. 13. W 103 916. Erfinder, zugleich Anmelder: Anton Wagenbach, Wuppertal-Elberfeld. Verfahren und Vorrichtung zum Geradbiegen von Eisenstäben. 15. VII. 38.
- Kl. 68 b, Gr. 1/02. K 150 979. Erfinder: Artur Kiekert, Heiligenhaus, Bez. Düsseldorf. Anmelder: Kiekert & Nieland, Heiligenhaus, Bez. Düsseldorf. Bremsvorrichtung für Verschlusshebel von Luftschutzraumtüren. 18. VI. 38.
- Kl. 80 b, Gr. 4/07. R 105 641. Erfinder, zugleich Anmelder: Richard Rosendahl, Iserlohn. Verfahren zur Herstellung eines Steinholzbelags; Zus. z. Anm. R 101 593. 12. VII. 39.
- Kl. 84 a, Gr. 3/07. D 68 951. Dortmunder Union Brückenbau-Akt.-Ges., Dortmund. Bewegliches Wehr für große Öffnungsweiten. 19. X. 34.