

# DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 19. Dezember 1941

Heft 53/54

Alle Rechte vorbehalten.

## Brücken im Landschaftsbilde.

Von Abteilungspräsident Karl Lewerenz in München.

Die gute Gestaltung von Brücken, der man heute besondere Beachtung schenkt, erfordert die Behandlung recht umfangreicher Fragen, so daß es schwer ist, in einem Aufsatz alle Punkte erschöpfend zu erörtern, auf die es dabei ankommt. Auch gibt es einzelne Fragen, die bis heute noch nicht restlos gelöst sind, so daß in Fachkreisen die

Bauverwaltungen recht häufig anzutreffen. Denn die Brückengestaltung ist viele Jahre hindurch ein umstrittenes Gebiet gewesen, in dem sich die Fachleute oft nicht einigen konnten. Vielfach meinte man, es genüge, die besonders großen und wichtigen Brückenbauten (z. B. große Strom- oder Talbrücken), die in der Öffentlichkeit besonders beachtet wurden,



Abb. 1. Das Unterführungsbauwerk ist gut gestaltet und sauber mit Buntsandstein verkleidet. Mit der Waldlandschaft scheint es wie verwachsen. Die Brüstung mit ausladender Abdeckung ruft gute Schattenwirkung hervor. Daß das Gelände fehlt, fällt nicht auf.



Abb. 2. Daß das Bauwerk eine alte Eisenbahnbrücke ist, sieht man ihm nicht auf den ersten Blick an. Es ist so gut gestaltet, daß es sich auch heute durchaus sehen lassen kann.

Meinungen teilweise auseinandergehen. Aber im wesentlichen hat sich die Brückengestaltung, und zwar in den letzten 5 bis 6 Jahren, so weit entwickelt, daß es angezeigt ist, einen zusammenfassenden Überblick über die wichtigsten Grundsätze zu geben, die für die Durchbildung der Brücken und ihre Eingliederung in das Landschaftsbild von Bedeutung sind.

schön auszubilden. Und so sind wiederholt beachtenswerte Lösungen entstanden. Erst in neuerer Zeit hat sich die Erkenntnis durchgesetzt, daß es darauf ankommt, alle Bauwerke, auch selbst kleine Durchlässe so geschmackvoll wie möglich zu gestalten, auch wenn die Geldmittel beschränkt sind.



Abb. 3. Das mit kühnem Schwung gestaltete Bauwerk aus neuerer Zeit fügt sich recht gut in seine Umgebung ein. Sehr befriedigend wirkt die schlichte Massivbrüstung mit dem schmalen glatten Gesimsband.

Die aufgeworfenen Fragen und entwickelten Gedanken werden durch Abbildungen veranschaulicht, wie aus den als Unterschrift gegebenen Hinweisen hervorgeht. Die Abbildungen behandeln der Reihe nach Steinbrücken, Holzbrücken, Beton- und Stahlbetonbrücken und Stahlbrücken.

Die gezeigten Brücken stammen zum größten Teil aus neuerer, zum kleinen Teil aus älterer Zeit. Man findet darunter teils vorbildlich gestaltete Bauwerke, teils Bauwerke mit gewissen Schönheitsfehlern, zum kleinen Teil aber auch solche, die in ihrer äußeren Form mißlungen sind und als abschreckende Beispiele betrachtet werden können. Leider sind diese Beispiele keine Ausnahmefälle, sondern im Bereich wohl aller



Abb. 4. Das Bauwerk ist gut gelungen.

Natürlich ist es für jeden Brückenbau Vorbedingung, daß er mit der nötigen statischen Sicherheit, stoffgerecht und baulich richtig, ferner für die Forderungen des Verkehrs möglichst zweckmäßig und nicht zuletzt mit einem wirtschaftlich vernünftigen Kostenaufwand errichtet wird. Ich sage absichtlich nicht „mit möglichst geringem Kostenaufwand“, denn dieser Aufwand muß sich nach der Bedeutung des Bauwerks, nach seiner Lage und Umgebung richten. Unbeschadet des an sich richtigen Strebens nach sparsamer Bauausführung kann ein vermehrter Aufwand bisweilen durchaus angebracht sein, der teils in großzügigerer Gesamtform, teils in der Wahl teurerer Baustoffe, teils in mehr oder weniger wertvoller Behandlung der Sichtflächen oder auch in Ausnahmefällen in der Anwendung besonderen künstlerischen Schmuckes, wie Bildhauerarbeiten oder Pfeileraufbauten, Torbauten usw., bestehen kann.



Abb. 5.

Die über einen Teich führende Brücke paßt vorbildlich in die Landschaft.

Nun braucht eine statisch und baulich einwandfreie Lösung noch keineswegs für das Schönheitsempfinden befriedigend zu sein. Hierzu gehört noch etwas anderes, das sich nicht mit statischen Ermittlungen und dem Rechenschleier erfassen läßt. Neben das „Entwerfen“ tritt das „Gestalten“. Beide Tätigkeiten sind schwer voneinander zu trennen. Schon bei der Gesamtplanung eines Bauwerks muß sich der entwerfende Ingenieur darüber klar werden, welche äußere Gestalt das fertige Bauwerk annehmen wird, und danach die Planung immer wieder ändern, bis ein befriedigendes Aussehen zu erwarten ist. Aber auch bei der Durchbildung der Einzelheiten darf die gestaltende Tätigkeit niemals aufhören, denn gerade die gut abgewogenen Formen der einzelnen Bauglieder bestimmen maßgebend den Gesamteindruck des Bauwerks.

Wenn also Entwerfen und Gestalten immer Hand in Hand gehen sollten, dann müßte eigentlich der Erfolg dann am besten verbürgt sein, wenn ein und derselbe Kopf beide Tätigkeiten gleichzeitig ausübte. Das würde eine Persönlichkeit erfordern, die nicht nur ein tüchtiger Fachingenieur, sondern auch ein schöpferisch befähigter Baukünstler wäre. Solche Begabungen sind allerdings heute noch selten, und es hat sich infolgedessen schon seit langem die Übung entwickelt, zur Lösung wichtiger Brückenaufgaben zwei Fachleute heranzuziehen, einen Ingenieur und einen Architekten, die eng verbunden zusammenarbeiten.

Bekanntlich ist diese Zusammenarbeit früher nicht immer richtig gewesen. Denn es hat immer wieder Fälle gegeben, bei denen der Ingenieur das Bauwerk allein entwarf und es dem Architekten überließ, zu dem bereits gut oder schlecht gestalteten Bauwerk ein schönes Gelände oder eine Brüstung, Pfeileraufbauten oder sonstige Zutaten zu entwerfen, die natürlich das Gesamtaussehen des Bauwerks kaum noch beeinflussen konnten. Das Ergebnis konnte daher nicht befriedigen, denn es fehlte der innere Zusammenhang des Bauwerks mit der grundsätzlichen Gestaltung. So entstanden unausgeglichene Bauwerke, die zudem wenig landschaftsverbunden waren und in ihrer Umgebung als Fremdkörper störend auffielen.

Jedenfalls wird die Zusammenarbeit zwischen Architekt und Ingenieur um so besser sein, je eher der entwerfende Ingenieur in der Lage ist, bei den meisten Aufgaben des Brückenbaues schon selber eine gut gestaltete Lösung zu finden.

In folgendem werden einige der wichtigsten Grundsätze genannt, die für die Brückengestaltung zu beachten sind.

1. Der bauliche Grundgedanke des Bauwerks soll klar erkennbar sein, und zwar nicht nur für den fachlich geschulten Statiker, sondern auch bis zu einem gewissen Grade für den Nichtfachmann.

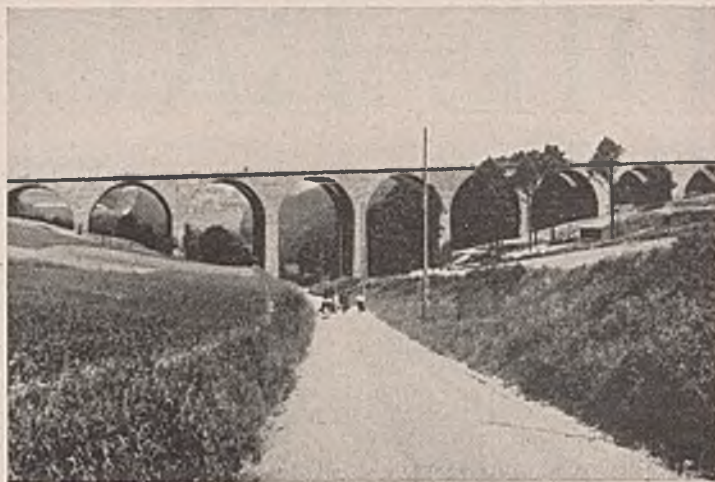


Abb. 6. Die mit rotem Sandstein verkleidete Talbrücke ist in ihren Abmessungen, namentlich in den schlanken Pfeilern gut abgewogen und bereichert das Landschaftsbild.

2. Eine statisch und baulich einfachere Lösung ist im allgemeinen einer verwickelten Ausbildung vorzuziehen. Damit ist aber nicht gesagt, daß nur statisch bestimmte Tragwerke den Vorzug verdienen. Im Gegenteil wird beispielsweise bei Brücken mit mehreren Öffnungen häufig der durchlaufende Träger als baulich einfacher und ansprechender trotz größerer statischer Unbestimmtheit gewählt. Auch massive Bogenbrücken kleinerer Stützweite bildet man gern ohne Gelenke aus. Ebenso werden Rahmenbrücken oft mit Vorteil verwendet.

3. Die Ebene der Brückenfahrbahn braucht nicht besonders betont zu werden, aber man muß der Brücke ansehen können, in welcher Höhe die Fahr- und Gehbahn ungefähr liegen, wo die Verkehrslasten angreifen und wie diese Lasten von der Brücke aufgenommen und in den Baugrund geleitet werden.

4. Die Hauptbauglieder sollen in ihren Abmessungen gut aufeinander abgestimmt sein. Übertriebene Schlankheit einzelner Bauglieder wirkt ebenso unbefriedigend wie übergroße Massigkeit. Doch ist Massigkeit bei Pfeilern und Widerlagern eher am Platze als bei den Überbauten, ja mitunter vorteilhaft. Auch das Verhältnis von Lichthöhe zu Lichtweite ist zu beachten. Eine sehr schmale Wegunterführung darf nicht höher werden, als es der Verkehr verlangt. Umgekehrt wirkt eine sehr breite Unterführung ohne Zwischenstützen zu gedrückt. Auch sollte die sichtbare Überbauhöhe in angemessenem Verhältnis zur lichten Höhe des Bauwerks stehen. Bei Talbrücken mit großer Höhe bestehen hierbei keine Schwierigkeiten, anders ist es aber bei gewöhnlichen Unterführungen, bei denen anzustreben ist, die Überbauhöhe höchstens halb so groß zu machen wie die lichte Höhe.

5. Bei langen Talbrücken oder größeren Flußbrücken kommt es sehr auf richtige Unterteilung an. Meistens sind eine oder mehrere Hauptöffnungen nötig, z. B. für den Mittelwasserquerschnitt eines Flusses, die aber nur selten in der Mitte des gesamten Bauwerks liegen. Auf symmetrische Aufteilung wird man meistens verzichten können. Dagegen muß in der Aufteilung der Öffnungen ein für das Auge angenehmes Verhältnis gesucht werden. Gegenüber unseren Vorfahren, die nur Gewölbe mit begrenzter Stützweite herstellen konnten, sind wir heute durch die Möglichkeit, andere Baustoffe zu verwenden, in der Unterteilung eines langen Bauwerks viel freier. Gerade die Autobahn hat für solche Aufgaben in den letzten Jahren vorbildliche Lösungen geschaffen. Die alten steinernen Talbrücken haben trotz ihrer künstlerischen Wirkung den Nachteil, daß der Durchblick verbaut ist. Heute kann man durch Anwendung neuerer Bauweisen und hochwertiger Baustoffe die Spann-



Abb. 7. Über der tiefen, waldigen Schlucht wölbt sich der kühn geschwungene Brückenbogen aus Granit. Infolge der kapellenartigen Auflösung wirkt er verhältnismäßig leicht.



Abb. 8. Dieses bald 60 Jahre alte Bauwerk wirkt auch heute noch in seiner guten Gliederung sehr erfreulich. Man beachte die Aufteilung in drei Bogengruppen zu drei Bogen mit stärkeren Gruppenpfeilern.



Abb. 9. Die große Talbrücke in einem der schönsten deutschen Waldgebirge unterstreicht den großartigen Eindruck der Landschaft. Zweckmäßig ist auch das schlichte und durchsichtige Geländer; eine massive Brüstung hätte die schlanke Gestalt der Bogen und Pfeiler vielleicht etwas gestört.



Abb. 10. Eine alte, schöne Talbrücke, mit den Mitteln ihrer Zeit gut gelöst. Heute kann man die Einzelöffnungen größer machen, wodurch der Einblick in die Landschaft bedeutend verbessert wird.

weiten vergrößern oder mit stählernen Balkenträgern Talbrücken erbauen, die infolge der großen Einzelspannweiten den Durchblick in das Landschaftsbild in keiner Weise einengen. Ja, es ist nicht selten, daß die landschaftlichen Reize solcher Täler durch das Bauwerk erst richtig zur Geltung kommen.

6. Bei großen gewölbten Massivbrücken mit mehreren Öffnungen gibt es gewöhnlich ein gutes Brückenbild, wenn die Kämpfer tiefliegen und die Pfeiler mit ihren Vorköpfen recht kräftig werden. Diese gute Wirkung ist an alten Brücken ja lange bekannt (Dresden, Heidelberg, Würzburg und andere). Ganz anders sind Pfeiler von hochliegenden Talbrücken zu behandeln, wenn die Überbauten stählerne Balkenbrücken sind. Hier würden übermäßig dicke Pfeiler plump wirken und das Landschaftsbild stören. Solche Pfeiler wirken gefälliger, wenn sie sich etwas nach oben verjüngen, doch darf die Neigung nicht stärker als 1:100 bis 1:50 sein.

7. Zwischenstützen aus Stahl, die genau nach Vorschrift bemessen werden, fallen erfahrungsgemäß für das Aussehen zu schlank aus. Wenn es nicht gelingt, durch geeignete Querschnittswahl die Sichtflächen genügend breit zu machen, wird man unter Herabsetzung der Beanspruchung einen etwas erhöhten Stahlverbrauch in Kauf nehmen müssen.

8. Von großem Einfluß auf das Brückenbild ist die Ausbildung der Flügelmauern. Wo es irgend geht, verdienen Parallelflügel wegen ihres besseren Aussehens den Vorzug vor Schrägflügeln. Nur bei Bauwerken mit sehr spitzen Kreuzungswinkeln ist diese Flügelausbildung nicht immer möglich. Wenn Schrägflügel unvermeidlich sind, darf die Vorderfläche nur wenig — etwa 1:50 — oder gar nicht geneigt sein. Wo die Flügel im Verhältnis zur Bauwerksöffnung übermäßig lang werden, hilft eine Mauer am Böschungsfuß die Flügel verkürzen. Hierdurch können recht wirkungsvolle Brückenansichten erzielt werden. Man kann die



Abb. 11. Auch diese alte Talbrücke kann sich heute noch sehen lassen. Ein schlichteres Geländer, bestehend aus wenigen waagerechten Stäben, wäre freilich vorzuziehen. Die Bogen waren für die heutigen Eisenbahnlasten zu schwach, weshalb zur Entlastung über die Bogen Walzträgerdecken eingezogen wurden. Diese Aufgabe ist mit Geschick gelöst, was besonders die straffe Gesimsführung erkennen läßt. Die Aussteifungsbögen würden mit größerem Stich vorteilhafter aussehen. Der Wasseraustritt hätte anders gelöst werden müssen, um das unschöne dauernde Berleseln der Sichtflächen zu vermeiden.

Flügel an die Widerlager anstoßen lassen, so daß die Überbauten mit Lagern sichtbar sind; vielfach wirkt aber auch das Vorziehen der Flügel mit versteckter Auflagerung sehr günstig. Bei schmalen und hohen Unterführungen wird man besser die Lager sichtbar machen, um die Überbauten in größerer Länge erscheinen zu lassen. Bei Unterführungen von sehr breiten Straßen, die eine besondere Verkehrsbedeutung haben und daher etwas herauszuheben sind, ist es vorteilhaft, die Flügelmauern unter Verlängerung der Widerlager um ein beträchtliches Maß vor die Brückenflucht herauszurücken. Es entstehen dann wuchtige Eckpfeiler, die die Bedeutung des Bauwerks unterstreichen.

9. Wichtig ist die gute Gestaltung von langen Straßenunterführungen. Bei großen Bahnhofsanlagen finden sich leicht Tunnelnängen von 300 bis 500 m und mehr. Ist gleichzeitig die unterführte Straße so breit, daß eine Unterteilung in mehrere Öffnungen unvermeidlich ist, so kommen massive Pfeiler im allgemeinen nur als Mittelpfeiler und nur dann in Frage, wenn jede Straßenhälfte so breit ist, daß nicht der Eindruck von langen Schläuchen entstehen kann. Eine Lichtweite von 15 bis 20 m für jede Straßenhälfte sollte mindestens vorhanden sein. Es empfiehlt sich, eine solche Zwischenwand kräftig auszuführen, damit sie die Bremskräfte aufnehmen kann. Ist die Unterführung so breit, daß man mit einem Zwischenpfeiler nicht auskommt, so ist der besseren Durchsicht wegen anzuraten, die Pfeiler in Stützenreihen aus Stahlbeton oder Stahl aufzulösen. Der Stützenabstand darf dann nicht zu klein werden (möglichst 4 m). Wo die Hauptträger dichter liegen als die Stützen, kommt man zu Unterzügen, die aber meist etwas unruhig wirken. Man wird in vielen Fällen die Unterzüge so in die Hauptträger einschachteln können, daß die Unterkante nicht oder nur wenig tiefer liegt als die der Hauptträger.

10. Fußwegkragplatten wirken besser, wenn sie weit ausladen, wodurch eine gute Schattenwirkung erzielt wird. Doch richtet sich die Ausladung auch nach der Höhe des Randträgers. Im allgemeinen empfiehlt es sich, die Ausladung höchstens zu  $\frac{2}{3}$  der frei sichtbaren Trägerhöhe

anzunehmen. Die Untersichten der Kragplatten sollen waagrecht oder nur schwach geneigt erscheinen. Dies ist besonders bei schiefen Brücken wichtig.

11. Als Begrenzung der Fußwege können geschlossene Brüstungen oder Geländer dienen. Bei allen vollwandigen Balkenbrücken, gleichgültig ob aus Stahlbeton oder Stahl, wird eine geschlossene Brüstung für den Überbau zu schwer wirken. Hier ist ein durchsichtiges Geländer besser am Platze. Die Pfosten des Geländers sind kräftig zu halten, zweckmäßig von quadratischem Querschnitt; die Holm- und Füllungsstäbe in der Außenansicht sind leicht auszubilden. Senkrechte, dicht-

stehende Füllungsstäbe sollen möglichst nur bei öffentlichen Fußwegen angewendet werden, sonst sind nur waagerechte Zwischenholme vorzusehen. Bei Brücken mit geringerem Straßenverkehr können anspruchslöse, einfache Holzgeländer durchaus ihren Zweck erfüllen und sich in die Landschaft glücklich einfügen.

Bei großen, wichtigen gewölbten Brücken wirkt ein Stahlgeländer leicht etwas spielerisch. Dagegen wird eine massive Brüstung die ruhige, selbstsichere Wirkung des Bauwerks unterstützen. Im allgemeinen wirkt bei Brücken, die in freier Landschaft liegen, eine glatte, wenig gegliederte Brüstung am besten, während bei städtischen Brücken,



Abb. 12. Der schlichte hölzerne Fußweg wirkt im Walde besonders naturverbunden. Recht gut ist der Übergang von der Stütze zum Sattelholz mittels der Kellstücke.



Abb. 13. Trotz brauchbarer Formung wirkt der Durchlaß in dem lieblichen Wiesengrund als Fremdkörper. Eine bessere Behandlung der Sichtflächen und ein nicht zu hohes Holzgeländer würde den Eindruck verbessern.



Abb. 14. Ein böses Gegenbeispiel. Vor dem Umbau hat das Bauwerk zwar anspruchslos, aber sicher noch befriedigend ausgesehen. Der Einbau der ebenen Decke hat ein häßliches Gebilde erzeugt. Besonders stören der Sprung im Gesimsband, die kurze Anrampung auf der Fahrbahn und der unklare Übergang zwischen Beton und Mauerwerk.



Abb. 15. Die Massivbrüstung macht den Überbau im Vergleich zu den sehr schlanken Stützen viel zu schwer. Der Stich in der inneren Leibung der Mittelöffnung ist zu stark. Die Sichtflächen sehen wenig befriedigend aus.

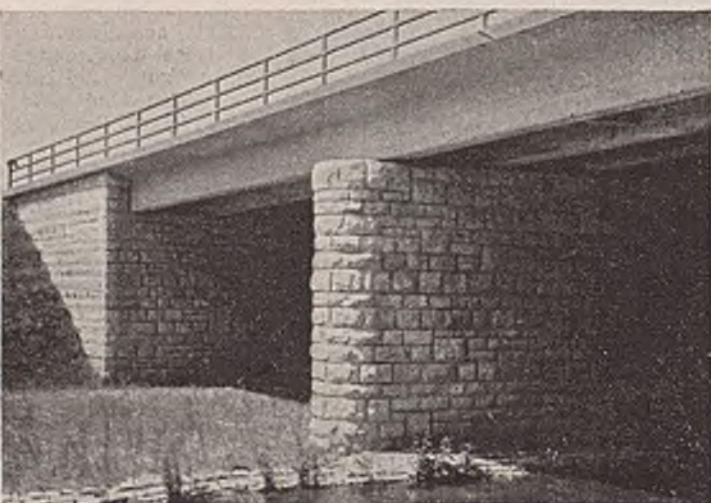


Abb. 16. Im ganzen ist das Bauwerk gelungen, nur stören die übermäßigen Bossen der Verkleidung. Dies fällt besonders bei dem runden Pfeilerkopf auf, dessen Umriß unregelmäßig gezackt erscheint.



Abb. 17. Das Unterführungsbauwerk ist gut gestaltet und sauber ausgeführt. Unbefriedigend ist die schräg zur Pfeilerachse stehende große Auflagerrolle. Zu empfehlen wäre eine Versenkung bis zu einer gewissen Tiefe oder die Anwendung eines Kugellagers mit rundem Grundriß.

namentlich in bevorzugten Stadtteilen, eine Gliederung und bildnerische Behandlung der Brüstung angewendet werden kann. Auf kleinen gewölbten Brücken sollten die massiven Brüstungen nicht zu hoch werden, weil sonst ein unbefriedigendes Maßverhältnis zwischen der hohen Brüstung und dem verhältnismäßig kleinen Bauwerk entstehen würde. Je nach der Breite der Brüstung kann ihre Höhe so weit ermäßigt werden, als die Sicherheit des Fußgängerverkehrs es zuläßt.

12. Wichtig für das Aussehen der Brücken ist die gute Gestaltung der Lagerkörper. Ganz unsichtbar kann man sie nicht immer machen, denn zur Unterhaltung müssen sie zugänglich sein. Wo die Lager wegen ihrer Größe unangenehm auffallen, kann durch Hochziehen der Ver-

blendung der Lagerspalt klein gehalten werden. In neuerer Zeit ist es gelungen, für bewegliche Lager, und zwar auch für solche mit allseitiger Beweglichkeit, Kugellager oder Vielrollenlager mit einem Durchmesser der Kugeln oder Rollen von etwa 20 mm (ges. geschützt) zu entwickeln, die selbst bei großen Auflagerkräften nur etwa 30 bis 40 cm hoch werden. Da sie auch mit kreisförmigem Grundriß angefertigt werden können, eignen sie sich unter anderem besonders für schiefe Brücken, bei denen die Rollenlager unschön wirken, da sie nicht gleichlaufend mit der Pfeilerflucht liegen können.

Die bisher aufgeführten Richtlinien sind zwar für die befriedigende Gestaltung von Bauwerken von großer Bedeutung, sie genügen aber



Abb. 18. Die Gesamtform ist befriedigend. Eigenartig erscheint die runde Form des Zwischenpfeilers. Störend ist die Befestigungsart des Mastes in der Kragplatte.

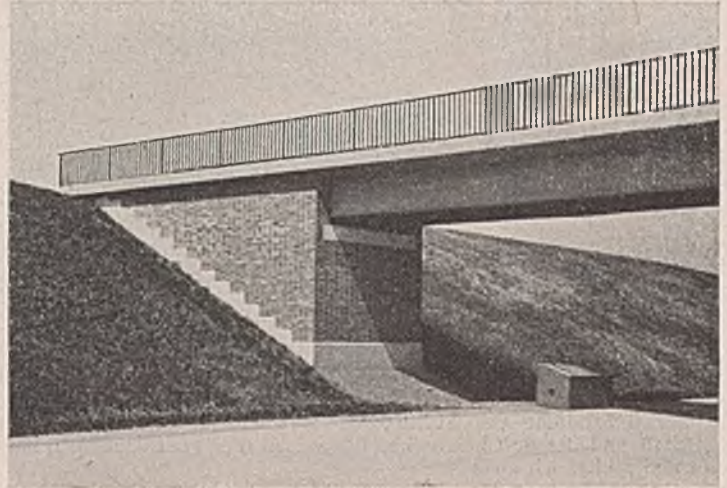


Abb. 19. Das Bauwerk ist in jeder Hinsicht gut gelungen. Die Verblendung mit verschieden getönten Klinkern belebt die Sichtflächen. Die verdeckte Auflagerung des Betonbalkens ist vorteilhaft für das Aussehen. Die gute Wirkung wäre erhöht worden, wenn auch die Auflagerbank mit Klinkern verkleidet worden wäre.

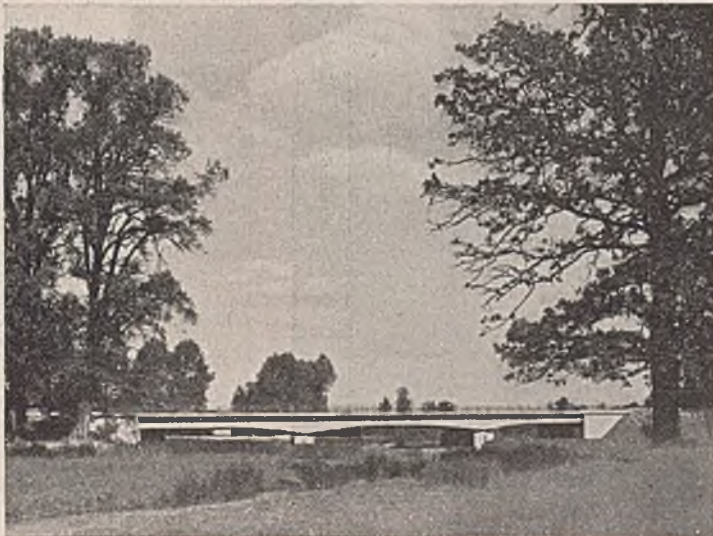


Abb. 20. Die Brücke in ihrer schlanken, gefälligen Form ist eine Bereicherung des Landschaftsbildes.

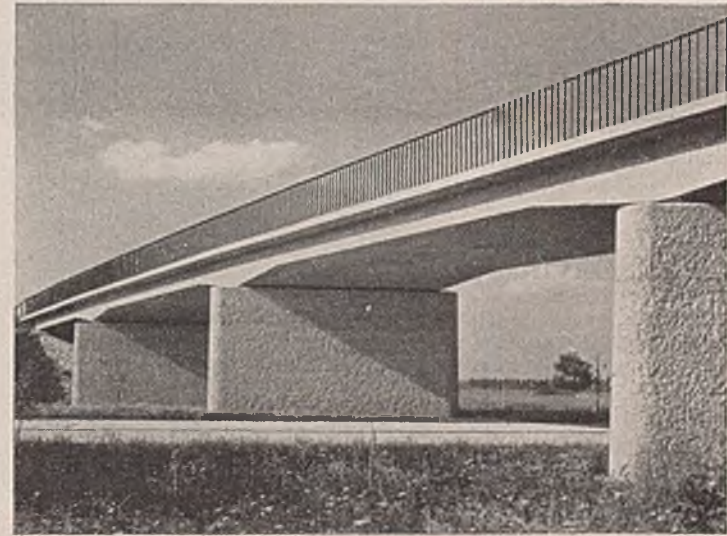


Abb. 21. Eine schön gestaltete Plattenbrücke mit geprellten Zwischenpfeilern.



Abb. 22. Eine wundervoll geformte, gut gegliederte Überführung. Die Stärke der Stützen und der Decke mit der Brüstung stehen in gutem Verhältnis zueinander.

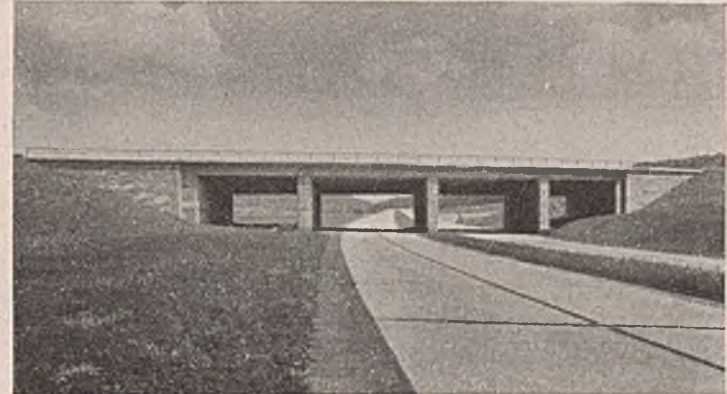


Abb. 23. Als Kreuzungsbauwerk wichtiger Verkehrswege ist die Brücke mit besonderer Sorgfalt durchgebildet worden. Die durchlaufenden Plattenbalken haben hier keine verdeckten Auflager, damit die Randüberbauten im Vergleich zu den mittleren nicht zu kurz wirken. Recht wirkungsvoll ist die Verkleidung mit Buntsandstein.

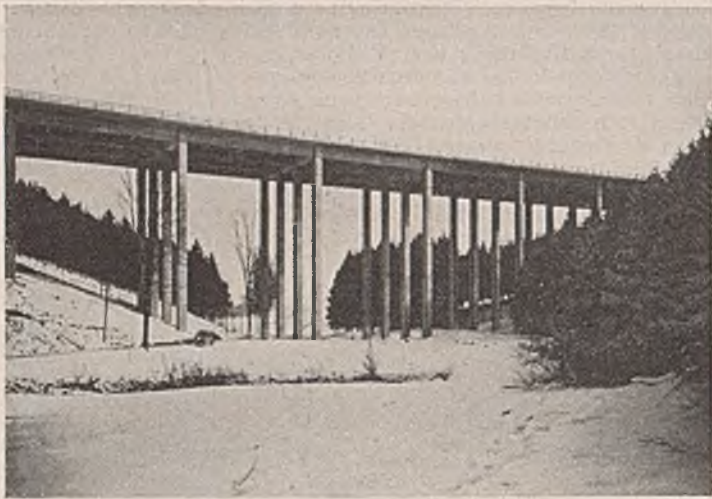


Abb. 24. Die sauber hergestellte Talbrücke lehrt, was man alles aus dem Baustoff Stahlbeton herausholen kann. Aber mit den übermäßig dünnen Stützen wirkt das Bauwerk wenig naturverbunden und paßt kaum in die Waldlandschaft.



Abb. 25. Ein ansprechendes Bauwerk trotz des Verzichtes auf Steinverkleidung. Der Übergang vom Bogenkämpfer zum Grundkörper scheint nicht ganz gelöst zu sein.

noch nicht, um auch jedes Bauwerk in richtige Beziehung zu seiner Umgebung zu bringen. Bei der Auswahl des Tragwerks, der Baustoffe und der Behandlung der Sichtflächen muß einmal die Eigenart der Landschaft und der dort heimischen Bauweisen und bodenständigen Baustoffe und schließlich auch die Verkehrsbedeutung des Bauwerks in Betracht gezogen werden. Es ist ein großer Unterschied, ob ein Bauwerk in einer verkehrsreichen Großstadtgegend oder im Randgebiet einer Stadt liegt, ob die Umgebung eine eindrucksvolle Gebirgslandschaft, ein Wald- oder Seengebiet, eine ärmliche Sandwüste oder eine öde, trostlose Industriegegend ist. Andererseits ist zu unterscheiden, ob einer der sich kreuzenden Verkehrswege eine städtische Prachtstraße, eine Reichsautobahn, ein Feldweg, eine wichtige mehrgleisige Eisenbahn oder eine unbedeutende Nebenbahn ist, ob ein unwichtiger Grabenlauf oder ein größerer Fluß zu überqueren ist.

Es gibt also zahllose Zusammenstellungen, die immer wieder andere Lösungen bedingen. Beispielsweise wäre es falsch, bei einer Feldwegüberführung über eine Autobahn, die durch eine schlichte Heide-landschaft führt, wo man vielleicht einfache Häuser

aus Holz oder Ziegeln mit Strohdach sieht, die Sichtflächen mit kostbaren Werksteinen zu verkleiden. Ein solches Bauwerk würde auffallend aus seiner Umgebung hervorstechen. Andererseits wird man eine Brücke im Zuge einer wichtigen Straße, die in verkehrsreicher Gegend liegt, zweckmäßig mit einem gewissen Aufwand äußerer Ausstattung behandeln. Im allgemeinen ist es am richtigsten, die Bauwerke so auszubilden, daß sie in ihrer Umgebung nicht besonders auffallen, ausgenommen solche Bauwerke, die zum Beispiel an einem wichtigen Verkehrsknotenpunkt liegen oder durch ihre bevorzugte Lage herausgehoben werden müssen. Beispiele sind Bauwerke an einer Autobahn, die die Einfahrt zu einer größeren Stadt anzeigen, torartige Überführungsbauwerke bei der Anfahrt zu großen Sportplätzen, Rennplätzen, Flugplätzen u. dgl., Überführungen über große Bahnhöfe im Anschluß an den Bahnhofsvorplatz usw.

Um das Ziel der guten Einordnung eines Bauwerks in seine Umgebung zu erreichen, sind in erster Linie die Baustoffe mit Sorgfalt auszuwählen. Hierzu gehört auch die zweckmäßige Behandlung der Sichtflächen der massiven Bauteile. In bescheidener



Abb. 26. Obgleich diese Flußbrücke schon etwa 30 Jahre alt ist, also sozusagen aus der Jugendzeit des Stahlbetons stammt, ist sie dank ihrer vorbildlichen Gestaltung auch heute noch höchst sehenswert. Recht schön sind z. B. die Pfeilervorköpfe, bemerkenswert gut die Behandlung der Sichtflächen. Die senkrechte Unterteilung der Gewölbestrirnen würde man heute vielleicht als entbehrlich ansehen.



Abb. 27. Das in seinen Umrissen befriedigend ausgebildete Bauwerk ist durch die Putzbehandlung der Außenflächen und die wie angeklebt wirkenden Kanzeln verunstaltet worden.



Abb. 28. Die Brücke hat durch weitgehende Auflösung der Bogen- und Aufbauten ein recht schlankes, gefälliges Aussehen erhalten und paßt sich gut der Landschaft an.

ärmlicher Landschaft, in der auch Naturgestein selten anzutreffen ist, genügt schalungsrauer Beton ohne Nachbehandlung, vorausgesetzt, daß die Schalung sehr sauber hergestellt wird, möglichst gehobelt und gespundet, und daß der Beton gut ausgeführt wird. In einer mit landschaftlicher Schönheit mehr gesegneten Gegend wird man die Betonflächen durch Spitzen oder Prellen veredeln. Sollten die zur Verfüzung stehenden Betonzuschlagstoffe so beschaffen sein, daß auch bei Nachbehandlung kein befriedigendes Aussehen der Sichtflächen zu erwarten ist, so muß für die Sichtflächen ein Beton aus besonders ausgewählten Stoffen hergestellt werden, der zum Beispiel grobkörnigen Splitt oder größere Steine von verschiedener Färbung enthalten kann. Dieser Vorsatzbeton wird am besten im Zusammenhang mit dem übrigen Beton hochgeführt. Das grobe Korn muß bei der Nachbehandlung gut aufgespalten werden, um ein lebhaftes Aussehen der Außenflächen zu erzielen.

Kommen in der Landschaft häufiger Findlingssteine vor und sieht man in der Nähe Bauernhäuser mit Mauern aus gebrochenen Steinen hergestellt, so ist es naheliegend, auch die Brückenflächen ähnlich zu behandeln. Wo Klinkerbauweisen heimisch sind, soll man sie auch bei Brücken anwenden. In Gebirgsgegenden kommt man dementsprechend zur Verkleidung mit Werksteinen (Granit, Muschelkalk, Nagelfluh, Sandstein usw.). Wichtig für die gute Wirkung solcher Verblendung ist außer der sorgfältigen Auswahl der Steine eine mit Sachkunde und Geschmack ausgeführte Aufteilung der Schichten und der Steinverbände. Starre Regelmäßigkeit ist im allgemeinen für Bauwerke nicht vorteilhaft, aber auch wilde, unregelmäßige Einteilung ist nicht zu empfehlen. Auf die Flächenbehandlung der Verblendesteine und die Ausfüllung der Fugen ist besondere Sorgfalt zu verwenden.



Abb. 29. Auch eine lange Straßentalbrücke läßt sich, wie das Bild zeigt, in erfreulicher Weise in die Landschaft eingliedern.

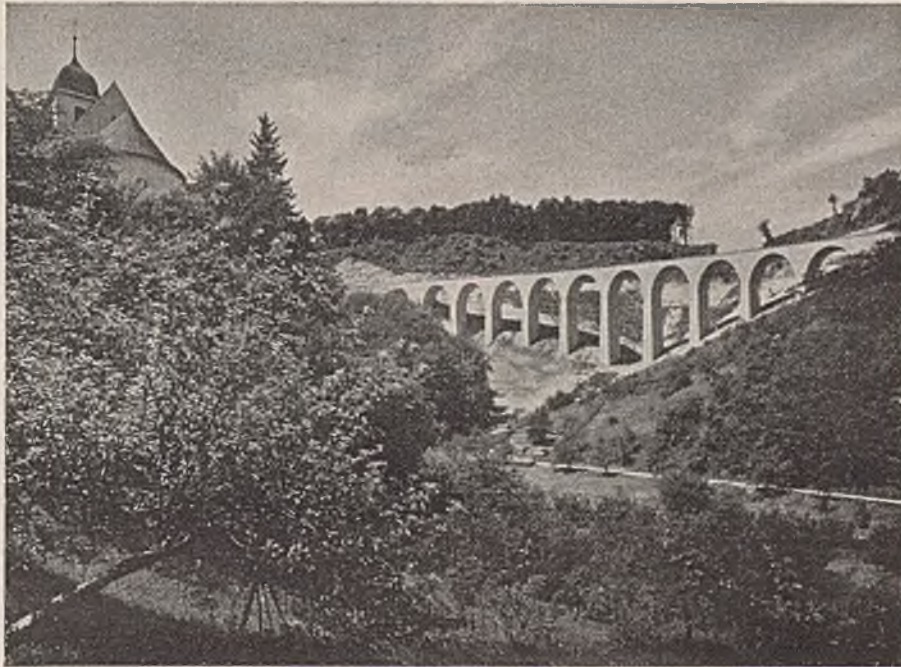


Abb. 30. Die an einem Gebirgshang sich hinziehende Talbrücke aus geprelltem Stampfbeton bringt durch ihre wohl abgewogene Gliederung eine bemerkenswerte Belebung des Landschaftsbildes mit sich.



Abb. 31. Die strenge Sachlichkeit des Fußsteiges aus Stahl vereinigt sich mit einer ansprechenden Form. Allerdings würde im Waldgebiet ein Holzsteg mehr naturverbunden sein.



Abb. 32. Die geschweißte Brücke von schiefer Grundriß mit rahmenartig angeschlossenen Mittelstützen ist recht gut gelungen.

Beispielsweise wirkt zu starke Bosslerung unruhig. Das Fugengerippe sollte nur so weit hervortreten, daß die Gesamtansichtsfläche dadurch belebt wird, es sollte aber nicht übermäßig ins Auge fallen.

Als Baustoff für die Überbauten kennen wir Massivbauten aus Naturstein oder Klinker (nur bei Gewölben), ferner Stahlbeton, Holz, Stahlträger mit Beton ummantelt oder unverkleidet. Auch hier richtet sich die Wahl des Baustoffes nach der Umgebung und der Größe des Bauwerks. So wirkt in ausgesprochenem Waldgebiet eine schlichte Holzbrücke immer naturverbunden, sie ist allerdings nur für Wege mit leichtem Verkehr wirtschaftlich anwendbar.

In landschaftlich bevorzugtem Gelände wählt man gerne gewölbte Brücken, entweder massiv aus Naturgestein oder aus leichtbewehrtem Beton mit entsprechender Verkleidung. Wo die Bauhöhe für Gewölbe nicht ausreichend ist, kommt man zu Balken- oder Rahmenbrücken. Diese bestehen bei kleineren Stützweiten zweckmäßig aus Stahlbeton oder aus einbetonierten Trägern. Die Bearbeitung der äußeren Flächen richtet sich nach den Größenmaßen des Bauwerks und der Entfernung, aus der man gewöhnlich das Bauwerk ins Auge faßt. Je größer diese Maße werden, desto gröber muß der Beton gespitzt werden. Dies gilt ebenso für die Pfeiler und sonstigen Massivteile. Es wäre zwecklos, die Pfeiler einer hohen Talbrücke feinkörnig zu behandeln, da dies bei größeren Entfernungen nicht zur Geltung kommt.

Stahl als sichtbarer Baustoff für Überbauten und Zwischenstützen braucht durchaus nicht im Landschaftsbild störend zu wirken. Nur bei kleinen Stützweiten wirkt Stahl nicht genügend begründet. Für die meist üblichen Stützweiten bis zu etwa 60 m ist der vollwandige Blechträger zu bevorzugen, genietet oder geschweißt, wobei die geschweißten Träger bedeutend ruhiger und schöner aussehen.

Wo die Bauhöhe ausreicht, ist es sowohl baulich einfacher als auch für die äußere Gestaltung vorteilhafter, die Fahrbahn auf die Blechträger aufzulegen, also eine Deckbrücke auszuführen. Das Brückengeländer liegt dann über dem Randträger und wird zweckmäßig über die Flügelmauern weitergeführt. Bei Brücken mit versenkter Fahrbahn, die wegen knapper Bauhöhe die Regel bilden, ist die gute Gestaltung etwas schwieriger. Wenn außerhalb des Brückentroges Fußwege liegen, gibt es in der Ansicht von unten unruhige Überdeckungen von Geländer und Randträger. Beim Übergang zu den Flügeln sind diese mit Brüstungsmauern so hoch zu führen, daß ihre Krone mit der Oberkante des Randträgers abschneidet. Bisweilen wird auch auf besondere auskragende Fußwege verzichtet, so daß der äußere Blechträger, vorausgesetzt, daß er genügend hoch über die Fahrbahn hinausragt, ohne besonderes Geländer den äußeren Abschluß bildet.

Blechträger von Eisenbahnbrücken, die über mehrere Öffnungen reichen, erhalten zur Erzielung eines ruhigen Bildes möglichst die gleiche Höhe. Bei Straßenüberführungen nimmt die Höhe entsprechend der Ausrundung des Gefälles zu oder ab. Nur, wenn die Stützweiten wesentlich verschieden sind, müssen die weitgespannten Teile höher

werden als die kürzeren Teile. Aufgabe der guten Gestaltung ist es dann, den richtigen Übergang von der kleinen zur größeren Höhe zu finden. Geradlinige Trägererhöhungen (Vouten) an den Übergangsstellen lassen das Bauwerk wohl kräftiger und gedrungener erscheinen als geschwungene, doch können auch diese bei entsprechender Umgebung ein günstiges Brückenbild ergeben. Liegt der obere Verkehrsweg auf größerer Länge in einer starken Krümmung, wie z. B. bei einem großen Gleisbogen, der eine umfangreiche Gleisgruppe kreuzt, so wird das Brückenbild bedeutend schöner, wenn die Überbauten nicht geradlinig mit Knicken an den Zwischenpfeilern zusammenstoßen, sondern wenn die Brückenträger die gleiche Krümmung erhalten wie der obere Verkehrsweg, wobei die Träger über den Stützen durchlaufen.

Für große Stützweiten sind vollwandige Tragwerke zu unwirtschaftlich und stahlverschwendend. Man muß also zu Fachwerkträgern übergehen. Leider wirken sehr viele der bisher ausgeführten Fachwerkbrücken sehr unruhig, was sich in der geschichtlichen Entwicklung verfolgen läßt. Während die alten Gitterbrücken, die in der Mitte des 19. Jahrhunderts entstanden, infolge ihrer waagerechten Gurte und der kleinen Maschenweite des mehrfachen Netzwerks einen guten geschlossenen und doch



Abb. 33.  
Die geschweißte Überführung ist in jeder Hinsicht mustergültig.



Abb. 34. Ein kühnes, gut geformtes Überführungsbauwerk in geschweißter Ausführung.

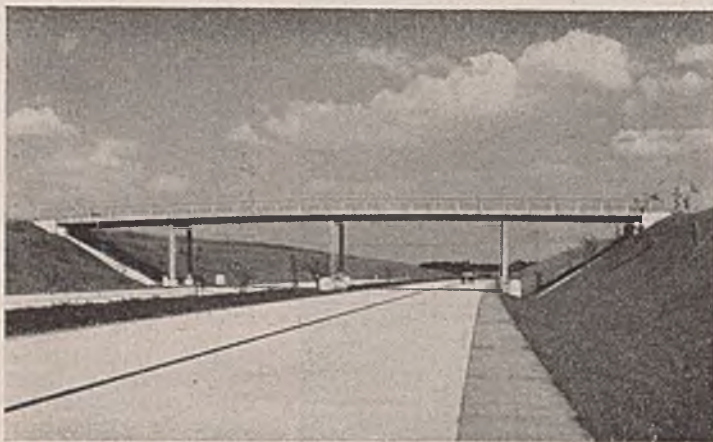


Abb. 35. Eine zierliche, leichte Feldwegbrücke. Trägerrost auf geschweißten Rahmen.



Abb. 36. Dieses Bauwerk ist wenig gelungen. Besonders der Übergang zum Bahndamm und die Geländerabschlüsse sind nicht gelöst.



Abb. 37. Das Unterführungsbauwerk ist gut gelungen. Nur stört etwas das Sichtbarwerden des Fußwegbelages am Geländer.

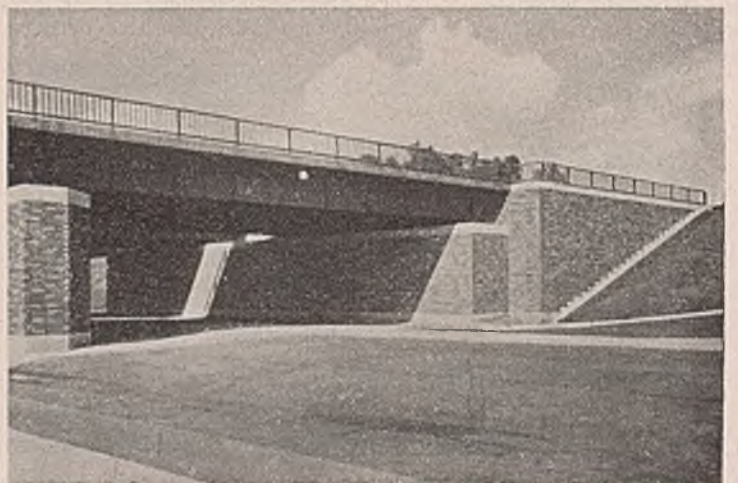


Abb. 38.  
Die Straßenüberführung ist einwandfrei gestaltet.



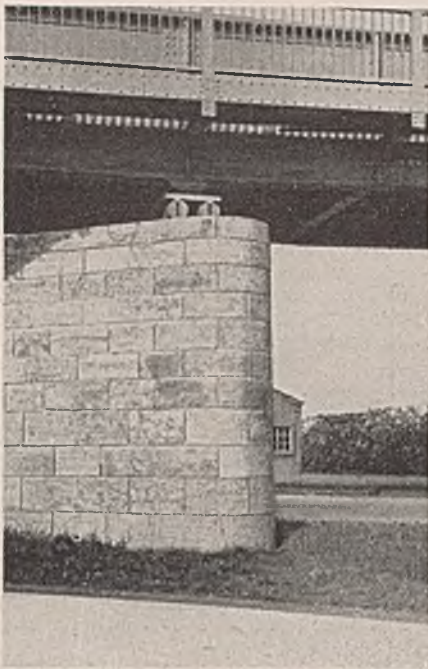


Abb. 39.

Das Mittelstück einer schiefen Bahnüberführung. Etwas nachteilig wirkt die Überdeckung des Geländers auf dem Träger, ferner stört das schräg zur Pfeilerachse stehende Rollenlager.



Abb. 40. Ein gutes Beispiel für eine Reihe von Zwischenstützen in geschweißter Ausführung.

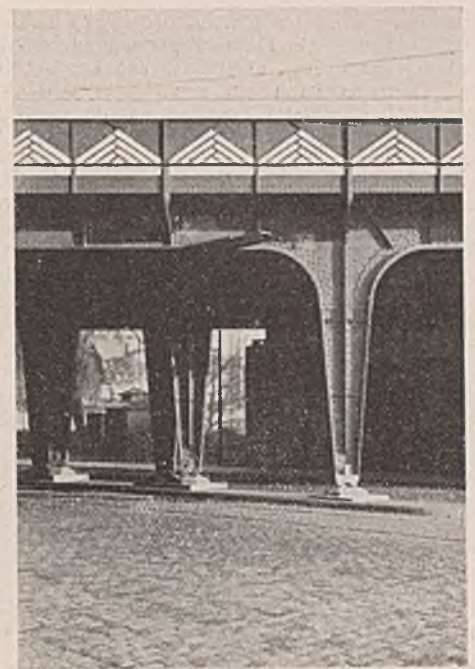


Abb. 41. Die rahmenförmigen Hauptträger dieser schrägen Unterführung sind von schöner Form. Der Versuch, ein neuartiges Ziergeländer zu finden, hat zu einer etwas spielerischen Lösung geführt.

nicht schweren Eindruck machten, fielen die später entwickelten weitmaschigen Dreiecksträger in ihrem Aussehen etwas ab. Wo als Füllungslieder sowohl senkrechte als auch schräge Stäbe verwendet wurden und wo mehrere Überbauten nebeneinanderlagen, erblickte man immer ein unruhiges Gewirr von Eisenstäben. Besonders verwirrend wird der Anblick, wenn einer der Brückengurte gekrümmt ist oder wenn eine Brücke einen spitzen Kreuzungswinkel hat.

Statt dessen werden heute Träger mit waagerechten Gurten ohne senkrechte Füllstäbe bevorzugt. Will man bei sehr großen Stützweiten vermeiden, daß die Feldweiten übergroß werden, so kommt man zu mehrfachen Netzwerken, wie z. B. den in neuerer Zeit oft ausgeführten Rautenträgern. Die vor Jahren vielfach angewendeten Träger mit Zwischengliedern bieten auch ein unruhiges Brückenbild. Bedeutend günstiger sind Fachwerkbrücken mit obenliegender Fahrbahn und größerer Breite, weil die inneren Hauptträger so stark im Schatten liegen, daß das unangenehme Überschneiden der Füllungsstäbe dann nahezu fortfällt.

Gern wird heute auch der verstellte Stabbogen (der Langersche Balken) gewählt (und zwar besonders bei Straßenbrücken), bei dem die Schrägstäbe wegfallen, oder auch ein Zweigelenkbogen in Sichelform, vollwandig oder fachwerkartig, mit oder ohne Zugband. Der früher viel angewendete Bogenträger mit Zugband, der über den Lagern höher ist als in Brückenmitte, ist ein etwas unruhiges Gebilde und wird heute weniger gern ausgeführt. Alle diese Bogenträger passen nun nicht in jede Landschaft. Im bergigen Gelände wirken Bogen, die über die Fahrbahn hoch hinausragen, störend. Dagegen können solche Brücken in der Tiefebene gut aussehen, z. B. bei größeren Flußbrücken, bei denen der Langerbalken die Hauptöffnung gut hervorhebt, an die sich die Vorlandbrücken als Blechträger kleinerer Stützweiten zwanglos und einheitlich

anfügen. Im gebirgigen Land ist die Bogenform nur dort am Platz, wo der Bogen unter der Fahrbahn liegt, wie bei Überbrückung einer tiefen Talschlucht. Dies gilt übrigens auch für den Baustoff Stahlbeton. Überhaupt ist ein über der Fahrbahn liegender Stahlbetonbogen, der im Auslande vielfach gebaut wird, etwas unnatürlich. Das gleiche gilt für die Stahlbetonfachwerkträger, selbst wenn sie durch neuere Bauweisen, wie Vorspannen der Stahleinlagen, technisch und wirtschaftlich vervollkommen werden. Ein gutes Eingliedern in die Landschaft kann von solchen Brückenbauweisen kaum erwartet werden. Abgesehen von den Langerbalken und Bogenbrücken werden heute auch bei großen Stützweiten alle Träger mit gekrümmtem Ober- oder Untergurt (Parabel-, Fischbauch-, Linsenträger usw.) vermieden, die immer unbefriedigend aussehen, schon wegen der wechselnden Neigung der Füllstäbe.

Recht umstritten war früher die Ausbildung der Endabschlüsse großer Fachwerkbrücken mit untenliegender Fahrbahn. Bei Überbauten mit senkrechten Endrahmen, die für einwandfreie Ableitung der Windkräfte baulich am besten sind, empfand man den rechteckigen Trägerabschluß ohne vermittelnden Übergang als hart. Dies führte zu Turmaufbauten auf den Endpfeilern, die unter Anlehnung an alte Bauformen sich bisweilen zu riesenhaften Gebilden auswachsen und mit dem Brückentragwerk wenig zusammenstimmten. Schließlich kam man von solchen Pfeileraufbauten ganz ab und bevorzugte den schrägen Endabschluß in Trapezträgerform.

Bei nicht zu großen Verhältnissen läßt sich diese Lösung wohl ganz gut gestalten. Auf zwei Punkte ist dabei zu achten, die Gestaltung des Windrahmens und die Ausbildung der oberen Ecke des Trapezträgers. Bei größeren und wichtigen Brücken sollte man aber lieber den senkrechten Abschluß ausführen und sich nicht vor Pfeileraufbauten scheuen.

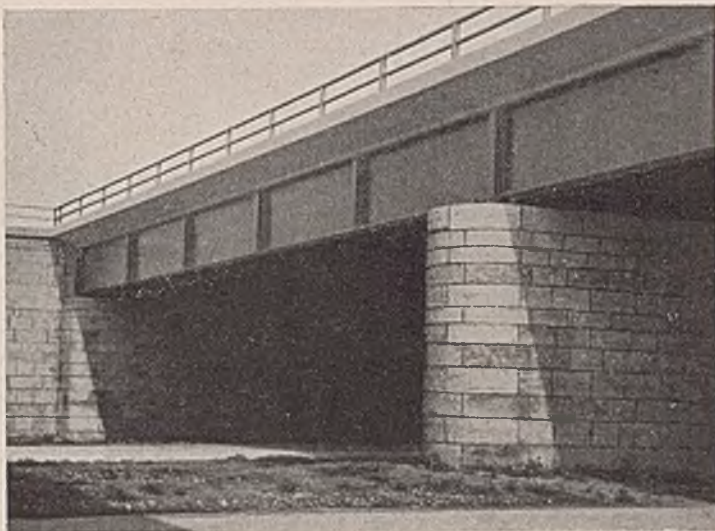


Abb. 42.

Eine sauber ausgeführte, geschweißte Brücke.

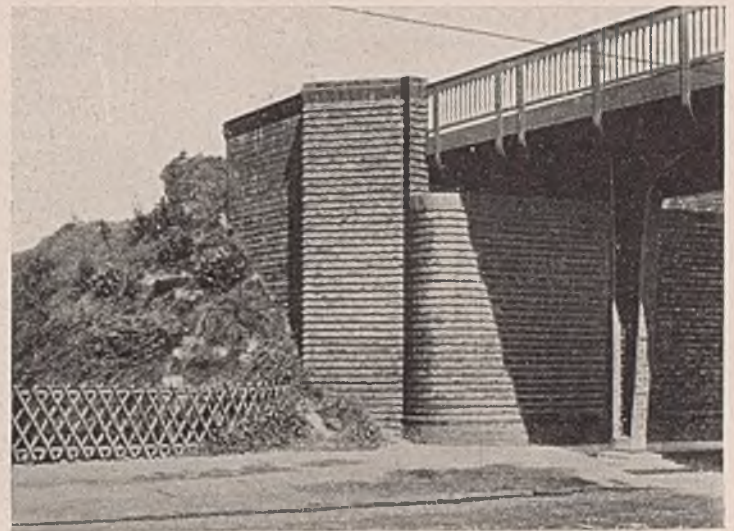


Abb. 43. Beim Widerlager und den Flügeln dieser Unterführung ist die in Norddeutschland übliche Klinkerbauweise recht geschickt und geschmackvoll angewendet worden.

Nur müssen diese nicht als selbständiges architektonisches Belwerk auftreten und wie ein Fremdkörper wirken, sondern in Form und Größe sorgfältig zur Brücke einerseits, zur Landschaft andererseits abgestimmt sein. Übrigens kann ein senkrechter Abschluß ohne jeden Vorbau durchaus befriedigend aussehen, wenn die Endpfosten des Fachwerks besonders kräftig bemessen werden und der Windrahmen recht schön ausgebildet wird.

Auf die gute Gestaltung von Verbänden aller Art, soweit sie äußerlich in Erscheinung treten, wird heute großer Wert gelegt. Namentlich die oberen Windverbände von Brücken mit untenliegender Fahrbahn sollten aus wenigen Stäben mit geschlossenen Querschnitten unter Anwendung steifer, rahmenartiger Eckanschlüsse gebildet werden.

Bei Wegunterführungen muß ohnehin eine dichte Fahrbahn vorhanden sein, die so steif ausgebildet werden kann, daß besondere Verbände, die die Untersicht verunzieren, entbehrt werden können. Die Unter-

sicht solcher Bauwerke sollte überhaupt möglichst übersichtlich und einheitlich aufgeteilt sein. Keineswegs ist eine glatte Fläche ohne Unterteilung erforderlich, sondern eine ruhige Gliederung ist durchaus am Platze. Wünschenswert ist es, die bei Buckelblechen üblichen Entwässerungsrinnen wegzulassen; doch setzt dies eine ausreichend große Bauhöhe voraus, so daß die Fahrbahn mit genügend Gefälle auf der Oberfläche entwässert werden kann (bei Anwendung von Tonnenblechen, Flachblechen oder einer Betondecke). Außerstenfalles könnte, wenn die Rinnen unvermeidlich sind, unten eine leichte Abschlußdecke von Querträger zu Querträger gespannt werden. Doch müßten diese Tafeln abnehmbar sein, damit das Tragwerk von unten zugänglich bleibt. Wo besondere Umstände eine durchlaufende ebene Untersicht erwünscht erscheinen lassen, kann die Hohlplattenbauweise mit Vorteil verwendet werden, die aus oben- und untenliegenden Flachblechen mit dazwischenliegenden vollwandigen oder durchbrochenen Trägern besteht. Allerdings

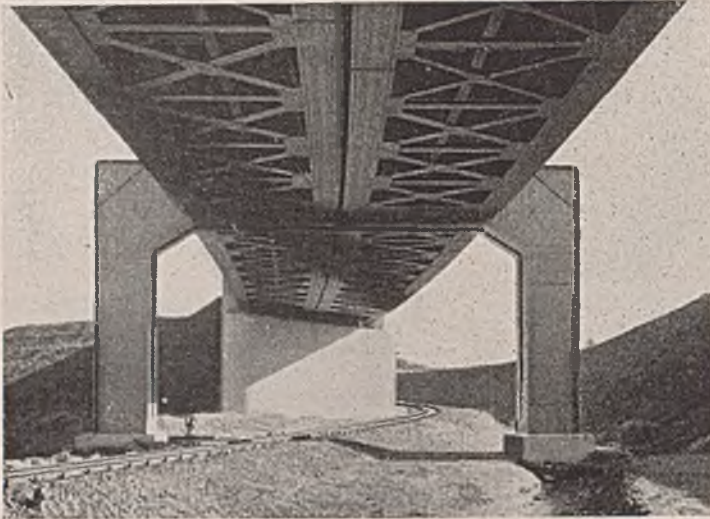


Abb. 44. Eine sauber und gut durchgebildete Bahnkreuzung mit gekrümmten, durchlaufenden Hauptträgern auf Zwischenrahmen. Das Ineinanderschachteln des Rahmenriegels mit den Hauptträgern ist einwandfrei gelöst und wirkungsvoll gestaltet.



Abb. 45. Die rahmenartige Unterführung bietet in ihrer gediegenen, straffen Gliederung ein höchst sehenswertes großstädtisches Brückenbild. Auffallend erscheint nur die mächtige Verdickung der Rahmenfüße.



Abb. 46. Die Unterführung einer breiten Straße mit geschweißten Zwischenstützen kann als vorbildlich gelungen bezeichnet werden.



Abb. 47. Die Talbrücke ist schlank und ansprechend. Das an sich wenig bedeutende Landschaftsbild wird durch die zusammenfassende, einrahmende Wirkung der Brücke hervorgehoben und erst richtig zur Geltung gebracht.

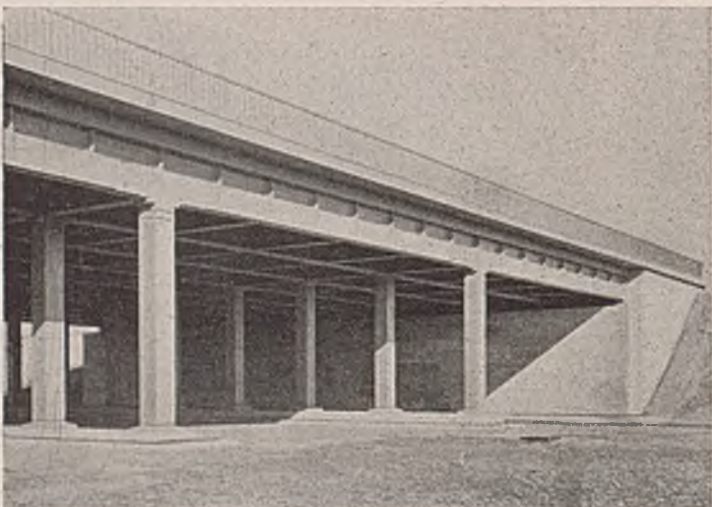


Abb. 48.

Auch dieses Bauwerk bietet infolge seiner wohl abgewogenen Formen und harmonischen Gliederung ein ungewöhnlich schönes Brückenbild.



Abb. 49. Auch dieses mit seinen schlanken und doch kräftigen Pfeilern und seinem straffen Stahlüberbau wohl abgewogene Bauwerk bereichert das Landschaftsbild.



Abb. 50. Die gekrümmte Talbrücke ist sehr befriedigend gestaltet. Etwas stören die unter dem ausgekragten Fußweg sichtbaren Wasserrohre. Die Verblendsteine sind teilweise etwas winzlig, was bei heller Verfügung weniger auffallen würde.



Abb. 51. Diese ebenfalls schon alte Eisenbahn-Talbrücke stört das Landschaftsbild durchaus nicht. Im Gegenteil wirkt sie die Landschaft einrahmend und betonend. Das engmaschige Gitterwerk ist leicht und gefällig, aber dabei doch geschlossen und ruhig. Vorteilhaft ist das Fehlen der Pfosten, so daß keine häßlichen Überschneidungen entstehen. Die Pfeiler erscheinen schlank, aber standfest. Die Flächenbehandlung ist sauber und mit Sorgfalt ausgeführt. Alles in allem kann sich das Bauwerk in jeder Beziehung sehen lassen.

muß die Bauhöhe so reichlich sein, daß eine Oberflächenentwässerung und ein Begehen oder wenigstens ein Bekriechen des Hohlraums möglich ist.

Schwierig ist die gute Brückengestaltung schiefer Brücken, die bekanntlich bei verwickelten Gleisüberwerfungen großer Bahnhofsanlagen in großer Zahl erforderlich werden. Ist der Kreuzungswinkel weniger

spitz, so wird das Bauwerk in seiner Gesamtlage nach der Richtung der beiden Erzeugenden entwickelt. Die Flügelmauern werden, abgesehen von einer Abrundung der spitzen Ecken, nicht viel anders als bei rechtwinkligen Bauwerken. Bei spitzeren Kreuzungswinkeln wird der Flügel an der stumpfwinkligen Ecke bedeutend länger als der andere Flügel. Es muß dann versucht werden, durch eine Fußmauer den Erdkegel näher an die Bauwerksachse zu legen und dadurch den Flügel zu verkürzen.

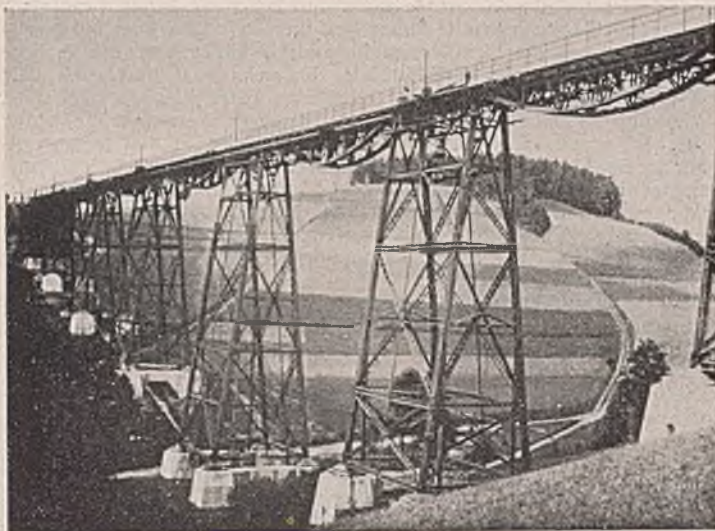


Abb. 52. Diese aus älterer Zeit stammende große Eisenbahn-Talbrücke wirkt mit ihrem verwirrenden Stahlwerk recht unruhig und für das Landschaftsbild störend.



Abb. 53. Weit günstiger fällt diese etwa 70 Jahre alte Talbrücke aus. Im ganzen gesehen erscheint ein geschlossenes Brückenband, weil das Gitterwerk engmaschig ist. Die Pfeiler würden gemauert besser aussehen.



Abb. 54. Geschweißte Flußbrücke, die ausgezeichnet in die Landschaft paßt.



Abb. 55. Das Bauwerk fügt sich recht glücklich in das Stadtbild.

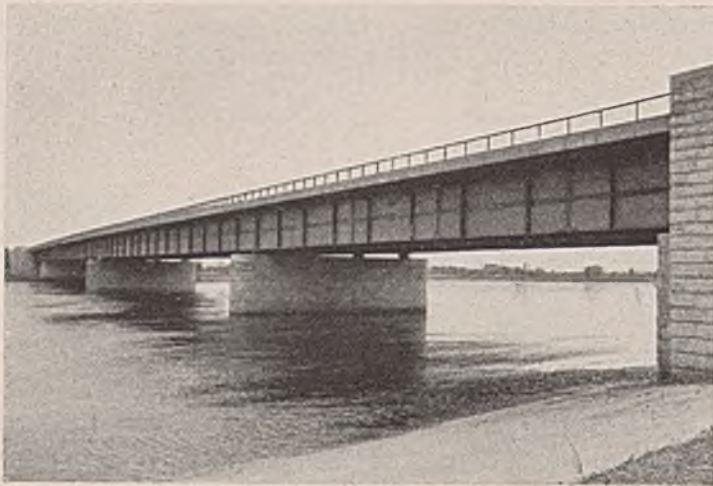


Abb. 56. Die große Strombrücke im Zuge einer wichtigen Straße ist vorbildlich gelungen.

Bei sehr spitzen Kreuzungswinkeln, die besonders bei Gleiskreuzungen entstehen, sind drei Fälle zu unterscheiden:

1. Oberer Verkehrsweg sehr breit, z. B. Gleisanlagen eines Bahnhofs, unterer Weg sehr schmal (z. B. schmaler Fußweg, eingleisige Strecke, kleiner Wasserlauf). Das Bauwerk wird aus wirtschaftlichen Gründen als Tunnelröhre entwickelt, wobei die Träger rechtwinklig zur unteren Achse liegen. Die Endabschlüsse werden, soweit es geht, schräge, also in der Richtung des oberen Verkehrsweges entwickelt. Wird aber die Stützweite der Randträger zu groß, so muß der Abschluß rechtwinklig oder mit einem noch tragbaren Zwischenwinkel ausgebildet werden. Das Widerlager an der spitzen Ecke wird dann durch einen arkadenartigen Anbau verlängert.

2. Oberer Verkehrsweg sehr schmal, unterer sehr breit. Ohne Zwischenstützen würde das Bauwerk eine übermäßig große Stützweite erhalten. Soweit möglich, werden unten Zwischenpfeiler oder auch Einzelstützen aus Stahl errichtet. Liegt unten eine größere Zahl von Gleisen und ist der Kreuzungswinkel besonders klein, dann ist es zweck-



Abb. 58. Die Bogenbrücke ist schlank und leicht gestaltet, sie ist eine Straßenbrücke. Etwas unruhig wirken die Überdeckungen der Außenöffnungen mit dem Fahrband sowie die Überschneidungen der Verbände mit den Bogengurten. Im bergigen Gelände hat ein über der Fahrband liegender Bogen den Nachteil, daß er das Landschaftsbild mehrfach durchschneidet.



Abb. 59. Der Langerbalken paßt hier als Kanalbrücke im flachen Gelände gut ins Landschaftsbild. Das Bauwerk wirkt kühn und schwungvoll.

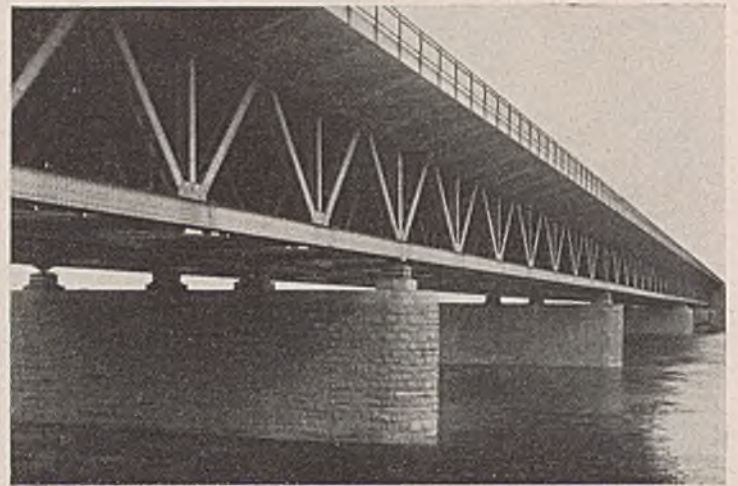


Abb. 57. Bei dieser großen Strombrücke wirkt sich die Deckbrückenform günstig aus, weil die rückwärtigen Fachwerkträger so stark beschattet sind, daß sich der äußere Träger gut heraushebt. Ungünstige Überschneidungen sind daher trotz der eingeschalteten Pfosten nicht möglich.

mäßig, stählerne Zwischenrahmen anzuordnen, die rechtwinklig zum oberen Verkehrsweg stehen, und auch die Widerlager in die gleiche Richtung zu legen. Es entsteht dann ein ausgesprochener Ingenieurbau aus Stahl, der bei sauberer Ausbildung, insbesondere der Stützen, sich recht gut in das Bild der Bahnanlagen einfügt.

3. Oberer und unterer Verkehrsweg annähernd gleich schmal oder gleich breit. Hierfür lassen sich schwer allgemeine Regeln aufstellen. Jeder Fall liegt anders und muß nach den besonderen Verhältnissen behandelt werden.

Besonders schwierig wird die Gestaltung, wenn mehrere solcher Bauwerke unmittelbar miteinander zusammenhängen. Die Bauwerksgruppe muß als Ganzes betrachtet werden, Baustoff und statische Grundformen sind möglichst einheitlich auszuwählen. Auch die an die Bauwerke anschließenden Stützmauern und Böschungsanlagen müssen in die gesamte Gestaltung mit einbezogen werden. Wie man bei solchen Bauwerksgruppen die Sichtflächen behandelt, hängt von der örtlichen Lage ab. Wenn sich z. B. Gütergleise überschneiden und auch keine Straße in der Nähe vorbeiführt, wird man diese Flächen ohne Nachbehandlung schalungsrauh lassen, wo dagegen Personenzüge vorbeifahren, ist schon eine Nachbehandlung anzuraten, notfalls unter Anwendung sorgfältig hergestellten Vorsatzbetons. Steinverkleidung in schlichter Form kann vorteilhaft sein, um die Eintönigkeit von allzu stark angehäuften Mauerflächen zu unterbrechen und die Flächen zu beleben. Eine Verkleidung mit wertvollen Werksteinen wird nur in unmittelbarer Nähe von wichtigen und hervorragenden Bauwerken oder Prachtbauten angebracht sein.

Bei der Gestaltung von Bauwerksgruppen darf die an sich wünschenswerte einheitliche Ausbildung auch nicht zu weit getrieben werden, damit die gesamte Anlage nicht langweilig wird. Überhaupt muß man sich vor einer allzu gleichförmigen Behandlung der Aufgaben des Brückenbaues hüten. Diese Erscheinung findet man beispielsweise bei älteren Autobahnstrecken, bei denen die damals gebotene große Eile dazu geführt hat, mitunter Dutzende von

Wegüberführungen hintereinander nach dem gleichen Entwurf mit nur geringen Abweichungen zu errichten. Wer solche Strecken häufiger befährt, wird bald ein gewisses Ermüdungsgefühl spüren, es sei denn, daß die angrenzende Landschaft reichlich abwechslungsreich ist.

Die zu den Abbildungen gehörenden Beurteilungen können natürlich nur das Wesentliche kurz streifen, ohne sich ins einzelne zu verlieren.



Abb. 60. Der Durchblick in der Längsachse des Bauwerks der Abb. 59 zeichnet sich durch gute, freie Übersicht aus. Die glatten Querstreifen erhöhen das Gefühl der Standstabilität, ohne dabei unruhig zu wirken.

Alle Rechte vorbehalten.

## Grundsätzliches über Modellmessungen der Formänderungen und Spannungen von verankerten Hängebrücken.

Von Professor Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart.

(Fortsetzung aus Heft 48.)

### IV. Formänderungen der unversteiften und der versteiften Hängebrücke infolge Änderung der Länge der einzelnen Kettenglieder durch Temperatur. Herstellung des entsprechenden Formänderungszustandes am Modell.

#### A. Allgemeines.

Bei einem Zweigelenkbogen (Bauwerk oder Modell) mit einer Gelenkentfernung  $l$  kann man den Formänderungs- und Spannungszustand infolge einer für alle Teile des Bogens gleich großen Änderung der Temperatur um  $t^\circ$  gegenüber der Aufstellungstemperatur in folgender Weise genau erzeugen. Die Bogenscheibe wird um  $t^\circ$  erwärmt. Es entsteht dadurch eine der ursprünglichen Scheibe geometrisch ähnliche Figur mit einer Gelenkentfernung  $l + \Delta l = l(1 + \alpha_t t)$ . Durch Anbringen je einer in Richtung der Gelenkverbindungsline in den Gelenken wirkenden Kraft  $H_t$ , die die Entfernung  $(l + \Delta l)$  auf  $l$  zurückbringt, entsteht der gesuchte Formänderungs- und Spannungszustand. Für praktische Zwecke genügend genau kann man diesen Zustand auch an der ursprünglichen Bogenscheibe dadurch herstellen, daß man an ihren Gelenken Kräfte  $H_t$  anbringt, die die ursprüngliche Gelenkentfernung  $l$  um  $\Delta l = \alpha_t t l$  verkleinern.

Bei einer unversteiften ein- oder mehrfeldrigen Kette kann man sinngemäß vorgehen, um am Modell den Formänderungs- und Spannungszustand zu erzeugen, der einer Temperaturänderung der einzelnen Kettenglieder um  $t^\circ$  entspricht. Man bestimmt nach den Verfahren III, c und f die Formänderungen (Durchbiegungen und waagerechten Wege) der einzelnen Kettenpunkte und ahmt durch Verschiebung der Kettenauflager-

genauen Formänderungszustand der versteiften Kette, indem man, nachdem der Versteifungsträger nachträglich eingebaut ist, die Hängerkräfte an den unteren Hängerpunkten sowohl auf die Kette als auch auf den Versteifungsträger wirkend so anbringt, daß die Gesamtverschiebungen ( $v_T$ ) der unversteiften Kette und die des Versteifungsträgers mit den Längenänderungen der Hänger nicht im Widerspruch stehen. Wenn nur Durchbiegungen zu berücksichtigen wären, so wäre ja der Unterschied der Durchbiegungen der Kette und des Versteifungsträgers gleich der elastischen Längenänderung der Hänger infolge der Hängerkräfte.

#### B. Beispiele für die Erzeugung des Temperaturzustandes der unversteiften Kette.

##### 1. Erstes Beispiel. Hängebrücke mit einer Öffnung und Rückhalteseilen.

Für die in Abb. 5 (S. 511) dargestellte unversteifte Kette sind die Formänderungen infolge einer Temperaturzunahme von  $t = 35^\circ$  gegenüber der Aufstellungstemperatur rechnerisch und durch den Versuch bestimmt worden.

##### a) Bestimmung der Durchbiegungen $\eta_1$ (Abb. 27).

Da die Kettenauflagerpunkte  $B$  und  $B'$  sich bei einer Temperaturzunahme nach innen verschieben (Abb. 28), sind für die Berechnung der Durchbiegungen  $\eta_1$  von vornherein nicht die Balkenmomente  $[M_g]$  infolge der Lasten  $[G_1], [G_2], \dots, [G_2], [G_1]$  (Abb. 5) eines Balkens mit einer Stützweite  $l$ , sondern die einer beiderseits je um  $\delta_{hB}$  verminderten Stützweite  $(l - \Delta l)$  zugrunde gelegt. Dabei ist

$$(36) \quad \delta_{hB} = \frac{H_t s_r}{EF \cdot \cos \alpha + \alpha_t t s_r} \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$(37) \quad l - \Delta l = l - 2 \delta_{hB}$$

$$M'_g = M_g \cdot \frac{(l - \Delta l)}{l}$$

und entsprechend Gl. (6 I)

$$\eta_1 = \frac{M'_g}{H_g + H_{t1}} - y.$$

$H_{t1} = -1,375 \text{ 20 kg}$  erfüllt die Formänderungsbeziehung der Gl. (9) unter Berücksichtigung von Gl. (8) wie folgt:

$$S'_{1v} = \frac{G_1}{H_g} = \frac{1,617}{85,914 \text{ 95}} = 0,018 \text{ 832 (1. Hänger)}$$

$$S'_{2v} = \frac{G_2}{H_g} = \frac{2,022}{85,914 \text{ 95}} = 0,023 \text{ 528 (alle anderen Hänger)}$$

$$\frac{H_t}{EF \cdot L_s + \alpha_t t L_t} = + 0,419 \text{ 353 cm}$$

$$2 \left( -S'_{1v} \eta_{t1} - S'_{2v} \frac{14}{2} \eta_{t1} - \frac{1}{2} S'_{2v} \eta_{t15} \right) = -0,419 \text{ 354 cm}$$

$$\sum S' \Delta s = -0,000 \text{ 001 cm} \approx 0.$$

Dabei ist nach Gl. (36) u. (37)

$$\delta_{hB} = -0,0877 \text{ cm}$$

$$l - \Delta l = 599,8245 \text{ cm.}$$

Die nach Gl. (6 I) mit  $(H_g + t)^1 = 85,914 \text{ 95} - 1,375 \text{ 20} = 84,539 \text{ 75 kg}$  bestimmten Werte  $\eta_1$  sind in Abb. 27 eingetragen.

Entsprechend Abb. 6e wurde zu den Werten  $\eta_1$  ein Ergänzungsverschiebungsplan gezeichnet, aus dem die Werte  $\delta_{h1}$  der einzelnen Kettenknotenpunkte entnommen werden konnten. Abb. 28 veranschaulicht die den Durchbiegungen  $\eta_1$  und den waagerechten Wegen  $\delta_{h1}$  entsprechende Formänderung der Kette.

punkte diesen Zustand am Modell nach. Die Größe der Verschiebung der Kettenauflager wird versuchstechnisch bestimmt.

Wird zu der unversteiften Kette ein Versteifungsträger hinzugefügt, so ergibt sich für die versteifte Kette der Formänderungs- und Spannungszustand infolge Änderung der Temperatur der einzelnen Kettenglieder um  $t^\circ$  gegenüber der Aufstellungstemperatur einfach dadurch, daß man die bei der unversteiften Kette versuchstechnisch ermittelten Auflagerverschiebungen vornimmt. Man hat nur darauf zu achten, daß bei Herstellung der Verschiebungen der Kettenauflager die Auflager des Versteifungsträgers in ihrer ursprünglichen lotrechten Lage bleiben. Bei dem geschilderten Versuchsverfahren wird übrigens auch den Längenänderungen des Versteifungsträgers infolge Temperatur Rechnung getragen. Will man auch den Einfluß der Verlängerungen  $\Delta h_t$  der Hänger auf die Formänderungen der versteiften Kette bestimmen, so muß die Verbindung der Hänger mit der Kette nachstellbar ausgebildet werden.

Es konnten Zweifel entstehen, ob der Temperaturzustand der versteiften Kette, der mit den bei der unversteiften Kette versuchstechnisch ermittelten Werten hergestellt ist, dem richtigen Formänderungs- und Kräftebild der versteiften Kette entspricht. Daß aber das eben geschilderte Verfahren richtig ist, kann man sich auf Grund folgender Überlegung klarmachen. Bei der unversteiften Kette sei der Formänderungszustand infolge Temperatur in Wirklichkeit oder am Modell eingetreten, wobei auch die Hänger Temperaturänderungen erfahren haben. Man erhält den

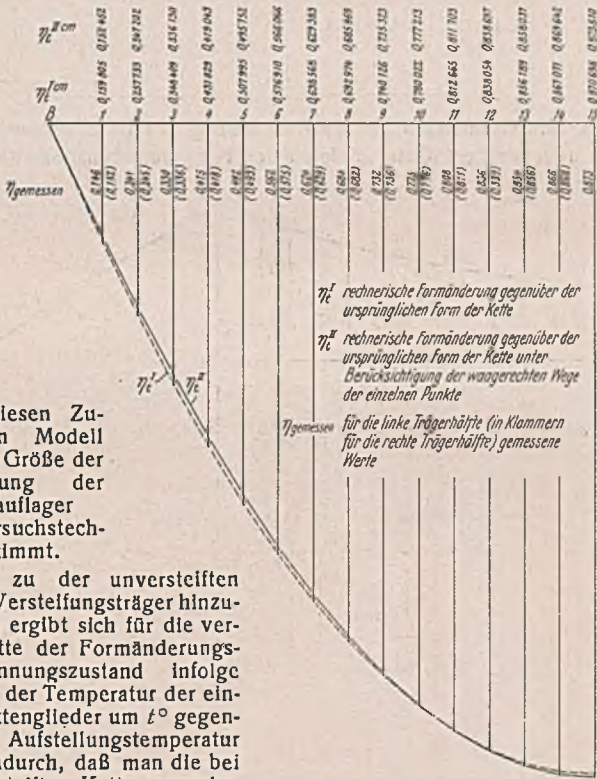


Abb. 27. Durchbiegungen der unversteiften Kette (Abb. 5, S. 511) infolge einer Temperaturzunahme um  $35^\circ$ .

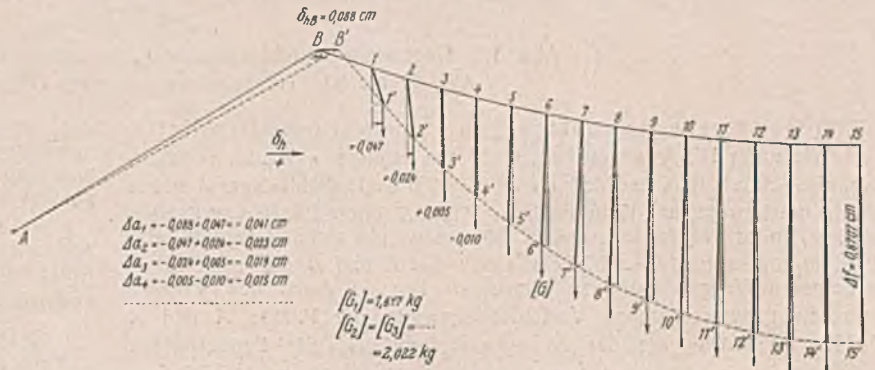


Abb. 28. Verzerrtes Bild der Kette infolge einer Temperaturzunahme um  $t = 35^\circ$  verformten, unversteiften, mit  $[G]$  belasteten Kette.

b) Bestimmung der Durchbiegungen  $\eta_{II}$  (Abb. 29).

Mit den Werten  $\delta_{hI}$  wurden die in Abb. 29b eingetragenen Feldweitenänderungen  $\Delta a_i$  bestimmt. In Abb. 29c sind die Momente  $M_g''$  eines Balkens  $B'C'$  mit der Stützweite  $(l - \Delta l)$  infolge der Eigenlasten in den Entfernungen  $a' = a + \Delta a_i$  eingetragen. Die Durchbiegungen ergeben sich aus Gl. (9 II) zu:

$$\eta_{II} = \frac{M_g''}{H_g + H_{tII}} - y.$$

Dabei erfüllen  $H_{tII} = -1,391 20$  kg und  $(H_g + t)_{II} = 84,523 75$  kg die verfeinerte Formänderungsbeziehung der Gl. (28) wie folgt:

für die neue Form:

$$S_{1v}'' = \frac{G_1}{H_{g+t}} = \frac{1,617}{84,523 75} = 0,019 131$$

$$S_{2v}'' = \frac{G_2}{H_{g+t}} = \frac{2,022}{84,523 75} = 0,023 923$$

$$[S'_{1v}] = \frac{S_{1v}'' + S_{1v}'}{2} = 0,018 981 5$$

$$[S'_{2v}] = \frac{S_{2v}'' + S_{2v}'}{2} = 0,023 725 5$$

$$\frac{1}{2} \left( \frac{H_t}{EF} \cdot L_s + \alpha_t t L_t \right) = + 0,209 473 \text{ cm}$$

$$- \left( [S'_{1v}] \eta_{t1}^{II} + [S'_{2v}] \sum_2^{14} \eta_{t1}^{II} + \frac{1}{2} [S'_{2v}] \eta_{t15}^{II} \right) = - 0,209 470 \text{ cm}$$

$$\sum S' \Delta s = + 0,000 003 \text{ cm} \sim 0.$$

Die Durchbiegungen  $\eta_{II}$  sind in Abb. 27 eingetragen. Auf eine weitere Verfeinerung der Rechnung wurde verzichtet.

Die vorstehende Rechnung ist für zwei Drähte von 1,18 mm Durchm. mit  $[F_k] = 2,1872 \text{ mm}^2$  durchgeführt. Für zwei Drähte von 1,19 mm Durchm. mit  $[F_k] = 2,2244 \text{ mm}^2$  gilt die Linie der  $\eta_{II}$ -Werte bei einer Temperaturänderung von  $t = +34,955^\circ$ .

die durch den Versuch ermittelten Verschiebungswerte. Beim Kopf des linken Pendels ergab sich im Versuch ein waagerechter Weg von 0,085 cm, beim rechten 0,088 cm, beide nach innen gerichtet. Die auf diese Weise erzeugten gemessenen Werte  $\eta$  sind aus Abb. 27 zu ersehen. Der Vergleich mit den gerechneten Werten  $\eta_{II}$  zeigt eine ausgezeichnete Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch und läßt erwarten,

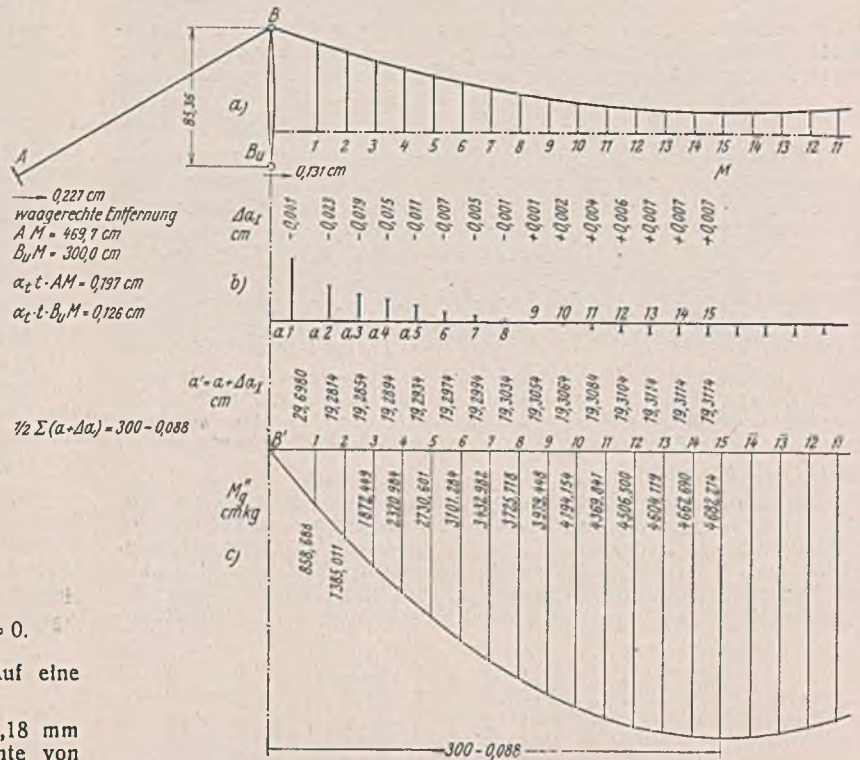


Abb. 29. Grundlagen für die Bestimmung der Durchbiegungen  $\eta_{II}$  der unversteiften Kette infolge einer Temperaturzunahme um  $35^\circ$ .

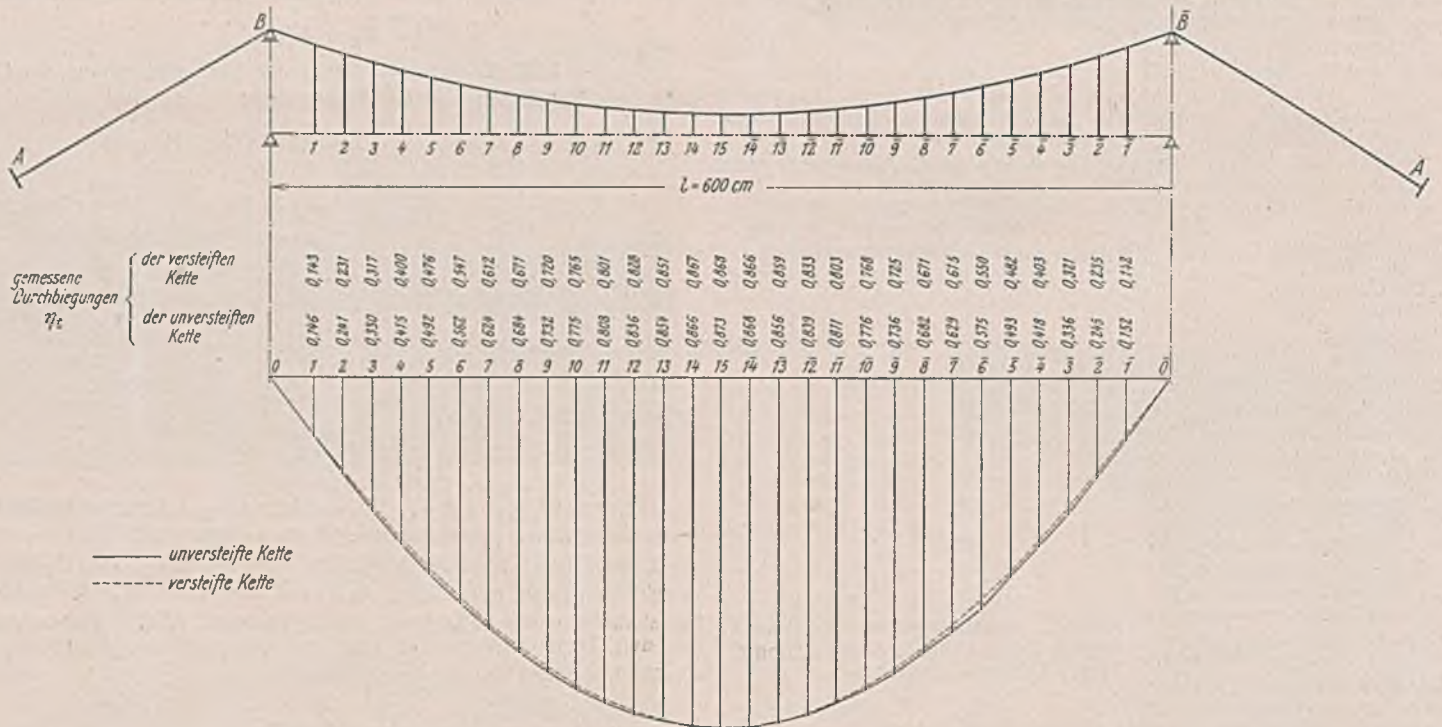


Abb. 30. Gemessene Durchbiegungen  $\eta_t$  der unversteiften und der versteiften Kette.

Abb. 27 bis 30. Hängebrücke mit einer Öffnung und Rückhalteseielen.

c) Gemessene Durchbiegungen  $\eta$  der unversteiften Kette.

Wie unter IV, A angegeben, sind, um richtige  $\eta$ -Werte versuchs-technisch zu erhalten, am Modell (Abb. 5 u. 29) die Endwiderlager A und A sowie die beweglichen Kettenauflager B und B (obere Enden von Pendelstützen) so zu verschieben, daß in Kettenmitte die rechnerisch ermittelte Piellvergrößerung  $\Delta f = 0,873 \text{ cm}$  sowie bei B und B die nach innen gerichteten Wege  $= 0,088 \text{ cm}$  eintreten. Die so durch den Versuch ermittelten symmetrischen Verschiebungswerte der Punkte A und A (0,227 cm) sowie die der Auflager  $B_u$  und  $B_u$  der Pendelstützen (0,131 cm) sind in Abb. 29a eingetragen und mit den Werten  $\overline{AM} \alpha_t t$  und  $\overline{B_u M} \alpha_t t$  verglichen. Diese sind nicht unwesentlich kleiner als

daß mit den im Versuch ermittelten Verschiebungswerten auch bei der versteiften Kette der Formänderungszustand, der durch eine Temperaturänderung von  $t = 35^\circ$  hervorgerufen wird, wirklichkeitstreu nachgeahmt wird.

Als Grundlage für die Herstellung des Temperaturformänderungszustandes am Modell der unversteiften und damit auch der versteiften Kette hätte zur Not die Berechnung von  $\eta_1$  für den mittleren Kettenpunkt und von  $\delta_{hI}$  für das Kettenauflager B genügt.

d) Durchbiegungen der versteiften Kette.

Die Durchbiegungen des Temperaturformänderungszustandes der versteiften Kette, der mit Hilfe der obengenannten Verschiebungswerte hergestellt ist, sind in Abb. 30 zusammen mit denen der unversteiften

Kette aufgetragen. Der Wert  $[E][J]$  des Versteifungsträgers ist = 693 380,1 kgcm<sup>2</sup>. Im Gegensatz zu Abb. 5 ist die Stützweite des Versteifungsträgers gleich der der Kette zu  $l = 600$  cm gewählt.

2. Zweites Beispiel. Hängebrücke mit drei Öffnungen.

a) Bestimmung der Durchbiegungen  $\eta_1$  (Abb. 31).

Um am Modell der Hängebrücke, deren Abmessungen in Abb. 4<sup>12)</sup> auf S. 510 dargestellt und begründet sind, den Formänderungszustand zu erzeugen, der durch eine Längenänderung der einzelnen Kettenglieder infolge einer Temperaturänderung von  $t = 35^\circ$  gegenüber der Aufstellungstemperatur hervorgerufen wird, wurde folgendermaßen vorgegangen.

Gl. (9a) ist genau erfüllt für  $t = 35,014^\circ$ . Die Durchbiegungen  $\eta$  sind als Parabelordinaten angenommen. Dabei ergeben sich entsprechend Gl. (1) die waagerechten Wege der Kettenpunkte C und D:

$$\delta_{hC} = 0,036\,004 \text{ cm (nach rechts),}$$

$$\delta_{hD} = 0,105\,477 \text{ cm}$$

und damit die oben zur Berechnung von  $\Delta f_1$  und  $\Delta f$  verwendeten Änderungen der Spannweiten:

$$\Delta l_1 = \delta_{hD} - \delta_{hC} = + 0,105\,477 - 0,036\,004 = + 0,069\,473 \text{ cm,}$$

$$\Delta l = 2 \delta_{hD} = - 0,210\,954 \text{ cm.}$$

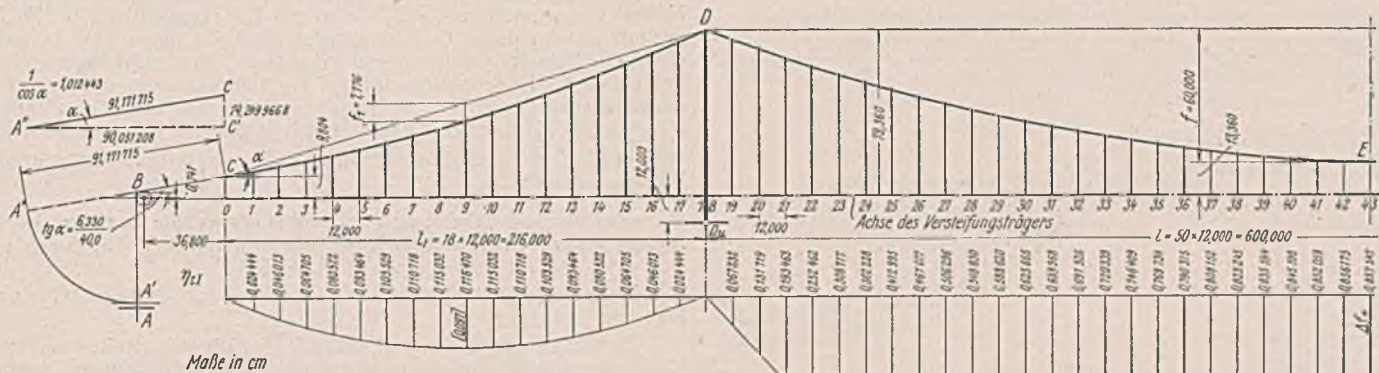


Abb. 31. Durchbiegungen  $\eta_{1f}$  der unversteiften Kette infolge einer Temperaturzunahme um  $t = 35^\circ$ . Gemessene Werte in Klammern [ ].

Abb. 31 zeigt die Abmessungen der Modellbrücke, die Achse der Versteifungsträger ist eingetragen. Die von der unversteiften Kette aufgenommenen, in Abständen  $a = 12$  cm wirkenden Einzellasten  $[G]$  sind durchweg gleich groß, nämlich 2,837 kg. Dabei ist entsprechend Gl. (3a)  $H_g = 177,3125$  kg. Bei  $l_1 = 216$  cm ist in der Seitenöffnung max  $M_{g1} = 1378,782$  cmkg, bei  $l = 600$  cm ist in der Mittelöffnung max  $M_g = 10\,638,75$  cmkg.  $\Delta H_1 = H_l$  und die ebenfalls in Abb. 31 eingetragenen Durchbiegungen  $\eta_1$  wurden so bestimmt, daß nach Gl. (6 l)

einerseits

in der Seitenöffnung:

$$(38) \quad \Delta f_1 = \frac{G l_1 (l_1 + \Delta l_1)}{8 a (H_g + H_l)} - f_1 = 0,1165 \text{ cm,}$$

in der Mittelöffnung:

$$(39) \quad \Delta f = \frac{G l (l + \Delta l)}{8 a (H_g + H_l)} - f = 0,8575 \text{ cm}$$

ist, wobei  $\Delta l_1$  die Vergrößerung der waagerechten Entfernung der Punkte C und D,  $\Delta l$  die der Punkte D und D bedeutet, und daß andererseits

$H_l = -2,560$  kg der Formänderungsbeziehung der Gl. (9a) wie folgt genügt:

$$L_s = 1330,365 \text{ cm} \quad L_l = 1288,984 \text{ cm}$$

$$\frac{H}{[E_k][F_k]} \cdot L_s = -0,039\,831 \text{ cm}$$

$$\alpha_t t L_l = +0,541\,373 \text{ cm}$$

Seitenöffnungen:

$$2 \cdot \frac{8 a f_1}{l_1^2} \sum \eta = -0,044\,586 \text{ cm}$$

Mittelöffnung:

$$\frac{8 a f}{l^2} \sum \eta = -0,457\,175 \text{ cm}$$

$$\text{Summe: } -0,000\,219 \text{ cm} = \sim 0.$$

<sup>12)</sup> In Abb. 4 sind drei Kommafehler unterlaufen, es muß in Abb. 4c heißen 0,0336 mm, in Abb. 4d 0,070 722 mm<sup>2</sup> und in Abb. 4e 0,070 686 mm<sup>2</sup>.

Zeichnet man unter Zugrundelegung der Durchbiegungen der Seitenöffnungen und dann derjenigen der halben Mittelöffnung je einen Ergänzungsverschiebungsplan mit  $\Delta s = \frac{H_l s^2}{E F a} + \alpha_t t s$ , so erhält man das verzerrt gezeichnete Formänderungsbild der Abb. 32 mit der Probe, daß in der Kettenmitte, im Punkte E,  $\delta_{hE} = 0$ .

b) Bestimmung der Durchbiegungen  $\eta_{11}$  (Abb. 33).

Ähnlich wie beim ersten Beispiel gezeigt wurde, kann man mit Hilfe der aus dem Verschiebungsplan zu entnehmenden waagerechten Wege  $\delta_{h1}$  der einzelnen Kettenpunkte, den entsprechenden neuen Feldweiten  $a' = a + \Delta a_1$  und unter Berücksichtigung der verfeinerten Formänderungsbeziehung der Gl. (28) einen neuen Wert  $H_l$  und die Durchbiegungen  $\eta_{11}$  bestimmen. Die Ergebnisse dieser Rechnung sind aus Abb. 33 zu ersehen. In der Mittelöffnung ergibt sich  $\Delta f_{11} = 0,860$  cm gegenüber  $\Delta f_1 = 0,858$  cm. Für die Herstellung des Temperaturformänderungszustandes der unversteiften Kette hätte also die unter a) gezeigte Berechnung der Formänderungsgrößen genügt.

In der Mittelöffnung verläuft in Übereinstimmung mit den Ermittlungen des ersten Beispiels (Abb. 27) die Linie der Durchbiegungen  $\eta_{11}$  flacher als die Linie der Durchbiegungen  $\eta_1$ .

c) Gemessene Durchbiegungen  $\eta$  der unversteiften Kette.

Am Modell wurde der Formänderungszustand dadurch erzeugt, daß das Widerlager bei A und das Auflager der Pendelstütze  $D_u$  entsprechend der unter a) vorgeführten Rechnung waagrecht so verschoben wurden, daß die Änderung des Kettenfelds in der Mitte  $\Delta f = \sim 0,858$  cm und die waagerechten Wege der

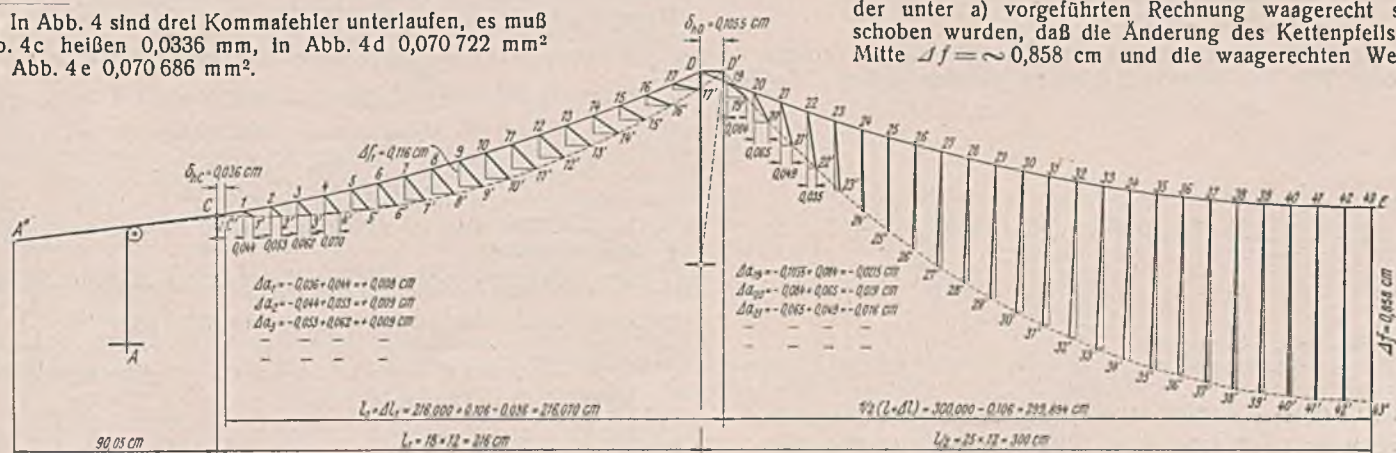


Abb. 32. Verzerrtes Bild infolge einer Temperaturzunahme um  $t = 35^\circ$  verformten, unversteiften, mit  $[G]$  belasteten Kette.

Kettenaufleger  $D$  und  $\bar{D}$  je = 0,106 cm betragen. Einige der bei diesem Zustand gemessenen Werte der Durchbiegungen sind in Klammern ebenfalls in Abb. 32 u. 33 eingetragen. Sie stimmen in der Mittelloffnung sehr gut mit den gerechneten Werten  $\eta_{11}$  überein, weniger gut in den Seitenöffnungen.

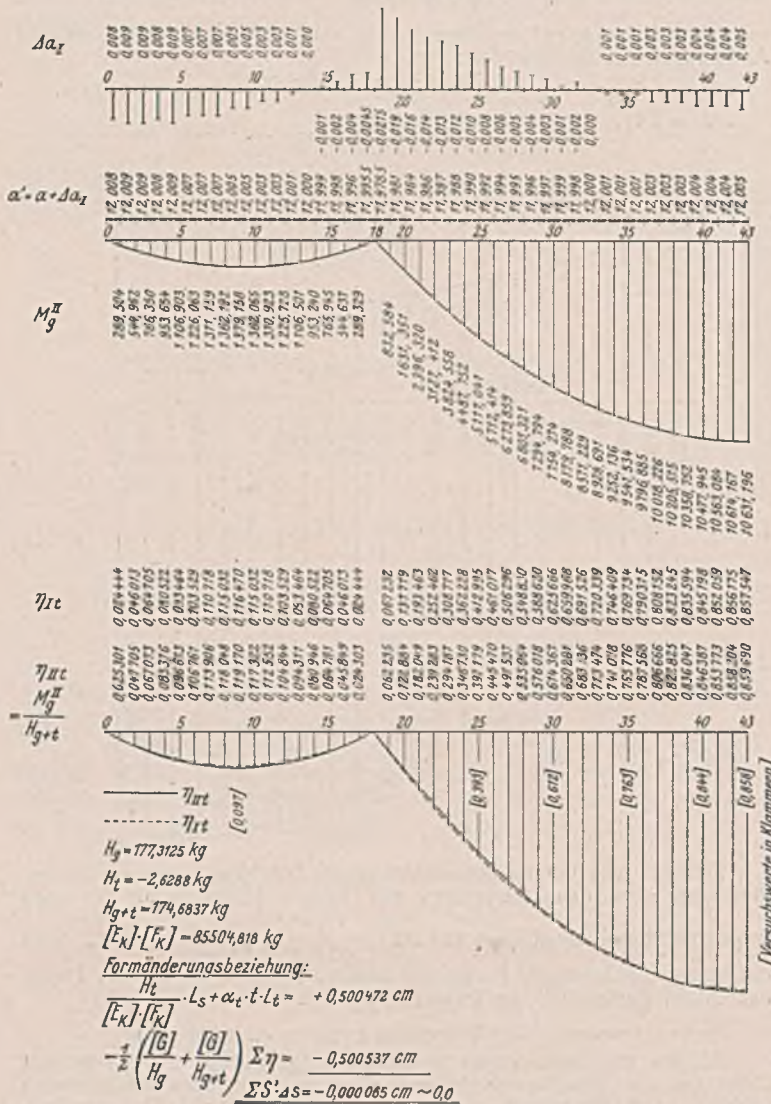


Abb. 33. Bestimmung der Durchbiegungen  $\eta_{11t}$  der mit  $[G]$  belasteten, unverstärkten Kette infolge einer Temperaturzunahme um  $t = 35^\circ$ .

Durch einen Versuch wurden folgende Verschiebungswerte ermittelt und, wie unter d gezeigt ist, auch zur Nachahmung des Temperaturformänderungszustandes der verstärkten Kette benutzt:

Linkes Widerlager	Pendelaufleger		Rechtes Widerlager
A	$D_u$	$\bar{D}_u$	A
→ 0,263 cm	→ 0,127 cm	← 0,133 cm	← 0,272 cm

Zum Vergleich wird (s. Abb. 31) ergänzend bemerkt:

- waagerechte Entfernung  $A''E$ : 606,05 cm
- waagerechte Entfernung  $D_uE$ : 300,00 cm
- $\alpha_t \cdot t \cdot 606,05 = 0,254 \text{ cm}$
- $\alpha_t \cdot t \cdot 300,00 = 0,126 \text{ cm}$  } für  $t = 35^\circ$ .

Entsprechend Abb. 32 hätte bei der Durchführung des Versuchs der waagerechte Weg des Punktes  $C$  0,036 cm betragen sollen. Zur Ver-



Abb. 34. Gemessene Durchbiegungen  $\eta_{1t}$  infolge einer Temperaturzunahme um  $t = 35^\circ$  der unverstärkten und der verstärkten Kette.

Abb. 31 bis 34. Hängebrücke mit drei Öffnungen.

einfachung des Modells ist der Punkt  $C$  mit dem Modellwiderlager so verbunden, daß er zwar nur einen waagerechten Weg ausführen kann, die Größe dieses Weges aber durch den obengenannten Verschiebungswert des Widerlagers (links = 0,263 cm) bedingt ist.

Im Gegensatz zu dem ersten Beispiel, bei dem vollkommene Übereinstimmung des Temperaturformänderungszustandes des Modells mit den gerechneten Durchbiegungen erzielt werden konnte, läßt sich beim zweiten Beispiel wohl eine gute Übereinstimmung zwischen den Modellwerten und den gerechneten Werten in der Mittelloffnung erzielen, nicht aber in den Seitenöffnungen.

d) Durchbiegungen der verstärkten Kette.

Mit den unter c) erwähnten Verschiebungswerten wurde an einem Modell der verstärkten Kette, die in der Längsansicht durch Abb. 31 dargestellt ist und deren Querschnittsabmessungen durch Abb. 4e festgelegt sind, ein Formänderungszustand hergestellt, der den Längenänderungen der einzelnen Kettenglieder infolge der Temperaturzunahme um  $t = 35^\circ$  gegenüber der Grundstellung entsprechen soll. Die bei diesem Versuch mit  $[E][J] = 243711,3 \text{ kg/cm}^2$  des Verstärkungsträgers gemessenen Werte  $\eta_{1T}$  sind in Abb. 34 zusammen mit den für die unverstärkte Kette ermittelten Werten aufgetragen.

C. Rechnerische Bestimmung der Durchbiegungslinie der verstärkten Kette infolge einer Temperaturänderung um  $t^\circ$  unter den Annahmen von III. A. e) c) (S. 513).

1. Erstes Beispiel. Hängebrücke mit einer Öffnung und Rückhalteseielen.

Zu der im ersten Beispiel unter B (S. 522) behandelten unverstärkten Kette wurde ein Verstärkungsträger mit  $l = 600 \text{ cm}$ , einem Durchmesser von 16,104 mm und  $EJ = 693380,1 \text{ cm}^2\text{kg}$  hinzugefügt (Abb. 5). Die durch einen Versuch ermittelte, einer Temperaturänderung von  $t = 35^\circ$  entsprechende Durchbiegungslinie ist aus Abb. 30 zu ersehen. Zur Klärung des Zusammenhangs zwischen dem Versuchsergebnis der Abb. 30 und der üblichen „genauen“ Theorie wurde folgende Rechnung durchgeführt. Im Gegensatz zu dem Versuchsträger der Abb. 5, dessen Kettenform durch die dort angegebenen Gewichte  $[G_1]$  in den Kettenpunkten 1 und 1 und die Gewichte  $[G_2]$  in den übrigen Kettenpunkten bestimmt ist, wurde für die Rechnung bei demselben Pfeil  $f = 54,522 \text{ cm}$  wie in Abb. 5 eine gleichmäßig verteilte Eigenlast von  $g = \frac{2,022}{19,30435} \text{ kg/cm}$  zugrunde gelegt. Damit ergibt sich  $H_g = 86,450338 \text{ kg}$ . Gl. (18) gibt mit den bei der Aufstellung dieser Gleichung gemachten Voraussetzungen (s. S. 514) für die Durchbiegungen bei irgendeinem Temperaturzustand:

$$EJ \eta'' = y \mathcal{J}H + \eta(H_g + \mathcal{J}H)$$

oder mit  $\beta = \frac{\mathcal{J}H}{H_g}$  und  $H_g + \mathcal{J}H = (1 + \beta)H_g$

$$EJ \eta'' = y \beta H_g + \eta(1 + \beta)H_g.$$

Diese Gleichung entspricht der für die Durchbiegungen eines Balkens von der Stützweite  $l$ , auf den an den Endpunkten eine Längszugkraft  $(1 + \beta)H_g$  und auf die Längeneinheit gleichmäßig verteilte Lasten  $-\beta g$  wirken.

Mit

$$(40) \quad K = \sqrt{\frac{H_g + \mathcal{J}H}{EJ}}$$

erhält man z. B. nach Timoshenko-Way<sup>7)</sup> (S. 456) für die Durchbiegungen:

$$(41) \quad \eta = -\frac{\beta g}{(H_g + \mathcal{J}H)K^2} \left[ \frac{(1 - \text{Coj} Kl)}{\text{Sin} Kl} \cdot \text{Sin} Kx + \text{Coj} Kx \right] - \frac{\beta g}{H_g + \mathcal{J}H} \left[ \frac{lx}{2} - \frac{x^2}{2} - \frac{1}{K^2} \right]$$

wobei  $\mathcal{J}H$  der Formänderungsbeziehung der Gl. (10) genügen muß.

Für die Durchführung der Rechnung wurde zunächst die Kraft  $H_t = \mathcal{J}H$  so angenommen, daß sie nicht allzusehr von dem Werte  $H_t$  der unverstärkten Kette der Abb. 5 ( $= -1,3912 \text{ kg}$ ) abweicht und daß die Werte  $K$  und  $Kl$  wenigstellige (genaue) Zahlen werden.

Mit  $K = 0,01108 \cdot \frac{1}{\text{cm}}$ ,  $EJ = 693380,1 \text{ cm}^2\text{kg}$  ergab sich:

$$\begin{aligned}
 H_t = \mathcal{J}H &= -1,3266 \text{ kg} \\
 H_g + \mathcal{J}H &= 85,1238 \text{ kg} \\
 \beta &= -0,01534 \\
 1 + \beta &= +0,98466.
 \end{aligned}$$

In Abb. 35b sind in Abständen  $a = 20 \text{ cm}$  die so berechneten Werte  $\eta_t$  eingetragen.

Die den angenommenen Werten  $K$  und  $H_t$  entsprechende Temperaturänderung  $t$  ergibt sich genügend genau mit Hilfe von  $L_s' = \sum \frac{s^2}{a^2} \cdot s$ ,  $L_t' = \sum \frac{s}{a} \cdot s$  und  $G = g a$  anstatt aus Gl. (10) unter Berücksichtigung von Gl. (8) u. (9a) aus:

$$\frac{H_t}{EF} \cdot L_s' + \alpha_t t L_t' = \frac{G}{H_g} \Sigma \eta$$



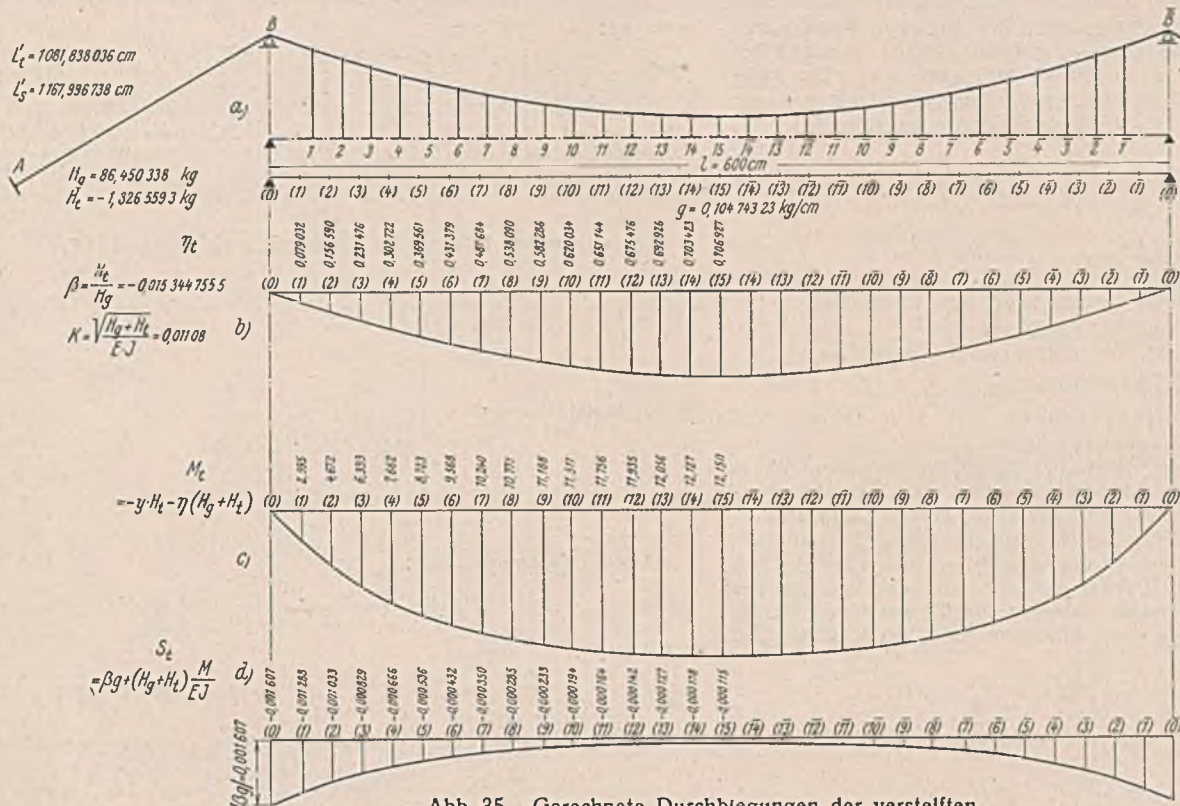


Abb. 35. Gerechnete Durchbiegungen der versteiften, mit  $g$  belasteten Kette infolge einer Temperaturzunahme um  $t = 28,222^\circ$ .

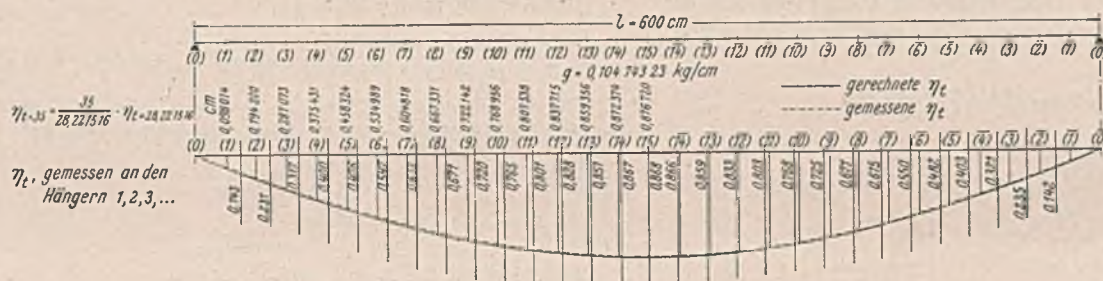


Abb. 36. Gerechnete Durchbiegungen der versteiften, mit  $g$  belasteten Kette infolge einer Temperaturzunahme um  $t = 35^\circ$  und Vergleich mit den gemessenen Werten.

mit  $EF = 46\,712,463$  kg (zwei Drähte von 1,19 mm Durchm.) und mit

$$\frac{8af}{l^2} = \frac{G}{H_g} = 0,024\,232$$

zu  $t = 28,222^\circ$ .

Zur Nachprüfung der vorstehenden Rechnung wurde  $L_s$  und  $L_t$  aus der parabolischen Kette an Hand von Gl. (11) berechnet,  $\int \eta dx$  aus Gl. (41). Damit ergab sich aus Gl. (10)

$$t = 28,25^\circ.$$

Die in Abb. 35c aufgetragenen Momente  $M_t$  sind nach Gl. (17) bestimmt, die man auch aus Gl. (41) als  $EJ\eta''$  hätte erhalten können. Die Hängerkräfte  $s$  liefert Gl. (16), wobei  $\eta'' = -\frac{M}{EJ}$  ist.

Abb. 35d zeigt die durchweg negativen Hängerkräfte  $s$  wie in den vorhergehenden Abbildungen in den Abständen  $a = 20$  cm.

In Abb. 36 sind die Durchbiegungen  $\eta$  infolge einer Temperaturzunahme von  $t = 35^\circ$  aufgetragen und für Vergleichszwecke genügend genau dadurch bestimmt, daß die Durchbiegungen der Abb. 35b mit  $35$

ervielfacht sind. Aus Abb. 36 gehen auch die gemessenen und in Abb. 30 eingetragenen Durchbiegungen hervor, die dem Formänderungszustand entsprechen, der dadurch erzeugt ist, daß an den Widerlagern und den Auflagern der Pendelstützen Verschiebungen vorgenommen wurden, die den in Abb. 29 eingetragenen Verschiebungswerten entsprechen. Die gemessenen und gerechneten Werte zeigen eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung, wenn man berücksichtigt, daß bei den gerechneten Werten eine parabolische, gleichmäßig mit  $g$  auf die Längeneinheit belastete Kette zugrunde gelegt wurde, bei dem Modell aber eine mit Einzellasten nach Abb. 5 belastete Kette.

In Abb. 36 sind die Werte  $\eta$  verhältnismäßig zu denen der Abb. 35b angenommen. An Hand der Gl. (10) sind mit Hilfe von Gl. (11) für  $H_t = -1,327$  kg und für  $H_t = -1,645$  kg die Werte  $t$  bestimmt. Wie Abb. 37 zeigt, entspricht der Temperaturzunahme um  $t = 35^\circ$  bei geradliniger Einschaltung eine Kraft  $H_t = -1,639$  kg. Die Zulässigkeit dieser Einschaltung wurde mit Hilfe der Gl. (10) geprüft. Die zu den erwähnten

drei Werten von  $H_t$  aus Gl. (41) berechneten Werte  $\int f$  sind ebenfalls aus Abb. 37 zu ersehen. Bei  $H_t = -1,639$  kg ergibt sich aus Gl. (41)

$$\int f = 0,8763 \text{ cm,}$$

für den Punkt (8)

$$\eta_t = 0,6668 \text{ cm,}$$

während in Abb. 36

$$\int f = 0,8767 \text{ cm}$$

und für den Punkt (8)

$$\eta_t = 0,6673 \text{ cm}$$

eingetragen ist. Man sieht, daß für Vergleichszwecke die Werte der Abb. 36 genügend genau sind.

In Abb. 37 sind auch die Werte  $\int \eta dx$  der Gl. (10) eingetragen. Faßt man diese Flächen als  $cL\int f$  auf, so ergibt sich für die drei oben erwähnten  $\int H$ -Werte  $c = 0,649$ . Um von vornherein eine der Temperaturzunahme  $t = 35^\circ$  entsprechende Kraft  $H_t$  zu erhalten, hätte man folgendermaßen vorgehen können. Man bestimmt aus Gl. (41) z. B. für  $H_t = 1,3266$  kg  $\int f$  und aus

$$\frac{H_t}{EF} \cdot L_s + \alpha_t t L_t = cL\int f$$

den  $H_t$  entsprechenden Wert  $t$ . Die Wiederholung der Rechnung mit einem neuen  $H_t$  gibt Werte  $\int f'$

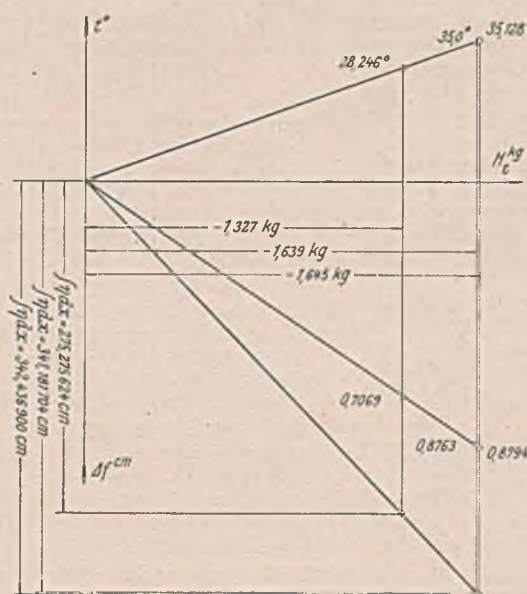


Abb. 37. Ermittlung der Kraft  $H_t$  für die Temperaturzunahme um  $t = 35^\circ$ .

Abb. 35 bis 37. Hängebrücke mit einer Öffnung und Rückhalteseielen.

und  $t'$  und damit durch geradliniges Zwischenschalten die für  $t = 35^\circ$  zutreffende richtige Kraft  $H_t$ . Wird dieser Wert in Gl. (41) eingesetzt, so ergibt sich die endgültige Linie der Durchbiegungen  $\eta_t$ .

Bei einem angenommenen Wert von  $H_t$  und dem daraus folgenden Werte  $\beta$  können die Durchbiegungen angenähert wie folgt berechnet

werden. Man bestimmt die Durchbiegungen des einfachen Balkens, belastet mit gleichmäßig verteilter Last  $-\beta g$  (also abwärts gerichtet bei negativem  $H_t$ ) und bestimmt dafür die Durchbiegungen  $\eta_0$ . Die wirklichen Durchbiegungen des Balkens, an dem in den Endpunkten in seiner Längsrichtung die Zugkräfte  $H_g + H_t$  wirken, sind angenähert<sup>13)</sup>:

$$(42) \quad \eta = \eta_0 \cdot \frac{1}{1 + \frac{H_g + H_t}{P_k}}$$

wobei  $P_k = \frac{EJ\pi^2}{l^2}$  ist. Es ergibt sich

	angenähert	genau (Abb. 36)	gemessen
für Punkt (8)	0,6706 cm	0,6673 cm	—
für Punkt (15)	0,8850 cm	0,8767 cm	0,868 cm,

also eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung.

2. Zweites Beispiel. Hängebrücke mit drei Öffnungen und durchlaufendem Versteifungsträger.

Für die verstellte Kette, die im zweiten Beispiel des Abschnitts IV, B unter d) erwähnt ist, die der Abb. 31 entspricht und deren Modellquerschnitte an Hand der Abb. 4e nachgewiesen wurden, sind ähnlich wie bei dem ersten Beispiel die Durchbiegungen  $\eta_t$  des Versteifungsträgers infolge einer Temperaturänderung der Kettenglieder um  $t = 35^\circ$  wie folgt bestimmt worden. Gl. (17a) gibt mit den Bezeichnungen der Abb. 14 bei irgendeinem Temperaturzustand  $t$  für die gesuchten Durchbiegungen des Versteifungsträgers mit nahe aneinanderliegenden Hängern (Hängerwand):

$$(43) \quad EJ\eta'' = -M_x = +y \Delta H + \eta(H_g + \Delta H)$$

oder mit  $\beta = \frac{\Delta H}{H_g}$  und  $(H_g + \Delta H) = (1 + \beta)H_g$ :

$$(43a) \quad EJ\eta'' = y\beta H_g + \eta(1 + \beta)H_g$$

Gl. (43) ist gleichbedeutend mit der für die Durchbiegungen eines durchlaufenden Trägers mit den Außenstützweiten  $l_1 = 216$  cm und der Mittelstützweite  $l = 600$  cm, auf den an den Endpunkten eine Längszugkraft  $(H_g + \Delta H)$  wirkt und der gleichmäßig mit  $-\beta g$  belastet ist.

$$\text{Es ist: } g = \frac{2,837}{12} = 0,2364166 \dots \text{ kg/cm}$$

$$H_g = 177,3125 \text{ kg}$$

$$EJ = 243\,711,3 \text{ cm}^2\text{kg}$$

Mit den von Timoshenko-Way<sup>13)</sup> (S. 457) aufgestellten Gl. (26) u. (27) könnten für ein beliebiges  $H_t = \Delta H$  die Stützmomente  $M_1$  und  $M_2$  des durchlaufenden Versteifungsträgers berechnet werden und dann mit Hilfe der dort mit (14) und (20) bezeichneten Gleichungen die Durchbiegungen in den Seitenöffnungen und in der Mittelöffnung.

Im folgenden wird die Berechnung der Temperaturdurchbiegungen an Hand der Verfahren von Melan<sup>8)</sup> und Müller-Breslau<sup>9)</sup>, die allerdings nur für einfache Balken als Versteifungsträger angewendet sind, unter Verwendung von Exponentialfunktionen durchgeführt (Abb. 38).

1. Seitenöffnung:

$$y_1 = 4f_1 \cdot \frac{x_1(l_1 - x_1)}{l_1^2}$$

$$\bar{y}_1 = y_1 + y_{st} \cdot \frac{x_1}{l_1}$$

$$\bar{\eta}_1 = \eta_1 + Y \cdot \frac{x_1}{l_1}$$

Mit

$$(44) \quad K' = \sqrt{\frac{EJ}{H + \Delta H}} = \frac{1}{K}$$

erhält man aus Gl. (43):

$$(45) \quad K'^2 \eta_1'' - \eta_1 = \frac{1}{H_g + \Delta H} \cdot \varphi(x_1)$$

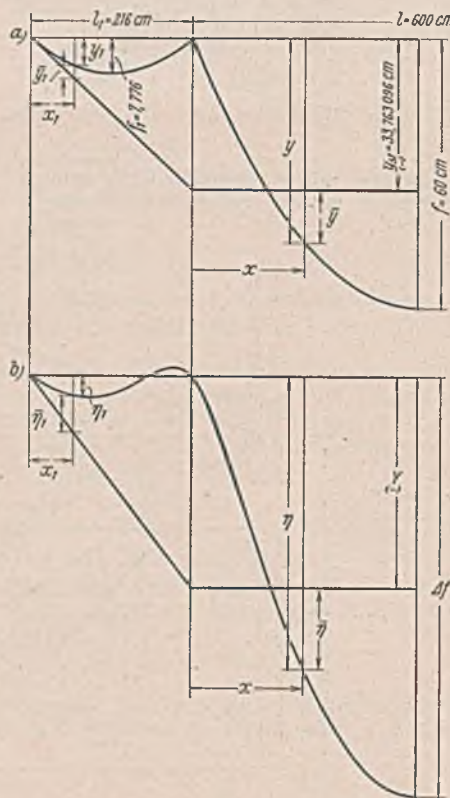


Abb. 38. Schaubild der Werte  $y, \bar{y}, \eta, \bar{\eta}$  einer Hängebrücke mit drei Öffnungen bei einer Temperaturerhöhung um  $t^\circ$ .

Dabei ist:

$$(46) \quad \varphi(x_1) = \left[ 4f_1 \cdot \frac{x_1(l_1 - x_1)}{l_1^2} + y_{st} \cdot \frac{x_1}{l_1} \right] \Delta H + Y \cdot \frac{x_1}{l_1} (H_g + \Delta H)$$

$$\varphi'(x_1) = \left[ 4f_1 \cdot \frac{l_1 - 2x_1}{l_1^2} + y_{st} \cdot \frac{1}{l_1} \right] \Delta H + Y \cdot \frac{1}{l_1} (H_g + \Delta H)$$

$$(47) \quad \varphi''(x_1) = -\frac{8f_1}{l_1^2} \cdot \Delta H$$

Die allgemeine Lösung der Differentialgleichung (45) ist:

$$(48) \quad \eta_1 = \frac{1}{H_g + \Delta H} \left[ C_1 e^{\frac{x_1}{K'}} + C_{11} e^{-\frac{x_1}{K'}} - \varphi(x_1) - K'^2 \varphi''(x_1) - K'^4 \varphi''''(x_1) \dots \right]$$

2. Mittelöffnung:

$$y = 4f \cdot \frac{x(l-x)}{l^2}$$

$$\bar{y} = y + y_{st}$$

$$\bar{\eta} = \eta + Y$$

Aus Gl. (43) ergibt sich:

$$(49) \quad K'^2 \eta'' - \eta = \frac{1}{H_g + \Delta H} \cdot \varphi(x)$$

Dabei ist:

$$(50) \quad \varphi(x) = \left[ 4f \cdot \frac{x(l-x)}{l^2} + y_{st} \right] \Delta H + Y(H_g + \Delta H)$$

$$\varphi'(x) = \left[ 4f \cdot \frac{l-2x}{l^2} \right] \Delta H$$

$$(51) \quad \varphi''(x) = -\frac{8f}{l^2} \cdot \Delta H$$

Damit erhält man  $\eta$  aus:

$$(52) \quad \eta = \frac{1}{H_g + \Delta H} \left[ C_1 e^{\frac{x}{K'}} + C_2 e^{-\frac{x}{K'}} - \varphi(x) - K'^2 \varphi''(x) - \dots \right]$$

Für die Unveränderlichen  $C_1, C_{11}, C_1, C_2$  der Integration sowie für die Unbekannte  $Y$  hat man die Bestimmungsgleichungen:

für  $x_1 = 0$  und  $x_1 = l_1$  wird

$$(53) \quad \eta_1 = 0$$

für  $x = 0$  und  $x = l$  wird

$$(54) \quad \eta = 0$$

Außerdem ist für  $x_1 = l_1$  und für  $x = 0$

$$(55) \quad \eta_1' = \eta'$$

Die vorstehenden Gl. (44) bis (55) gelten für einen beliebigen Wert  $H_t = \Delta H$ . Einem Werte  $\Delta H$  entspricht gemäß der Formänderungsbeziehung der Gl. (9) u. (10) ein bestimmter Wert  $t$ .

Um ein  $\Delta H$  zu finden, das einem  $t = 35^\circ$  annähernd entspricht, wurde Gl. (23) in folgender Form benutzt:

$$(56) \quad \eta = -\Delta H \left[ \frac{\eta}{y} \right] - (H_g + \Delta H) \left[ \frac{\eta}{\eta} \right]$$

Dabei bedeuten  $\left[ \frac{\eta}{y} \right]$  sowie  $\left[ \frac{\eta}{\eta} \right]$  die Durchbiegungen des durch-

laufenden Balkens, die man erhält, wenn man Momentenflächen ähnlich der Abb. 38a u. 38b zugrunde legt. An Stelle der Abb. 38a wurden geknickte Linienzüge der  $y$ -Werte ( $y_{st} = -33,745\,548$  statt  $-33,763\,096$ ) und an Stelle der Abb. 38b die gemessene, in Abb. 34 u. 39 dargestellte Durchbiegungslinie benutzt. Für den Punkt 25 ergibt Gl. (56):

$$0,360 = -\Delta H \cdot \frac{239\,572,0796}{EJ} - (H_g + \Delta H) \frac{4063,943\,95}{EJ}$$

$$\Delta H = -3,3179 \text{ kg}$$

$$H_g + \Delta H = 173,9946 \text{ kg}$$

$$K'^2 = 1400,683 \text{ cm}^2$$

$$K' = 37,4257 \text{ cm}$$

Im einzelnen ergaben sich die in Abb. 39 eingetragenen Gleichungen für  $\eta_1$ , außerdem der dort angegebene Wert  $Y$ .

In Abb. 40a sind die Biegemomente aufgetragen, die den gerechneten Durchbiegungen der Abb. 39 entsprechen und sich als  $M = -EJ\eta''$  ergaben. Man hätte die Momente auch finden können als

$$M_x = -y \Delta H - \eta (H_g + \Delta H)$$

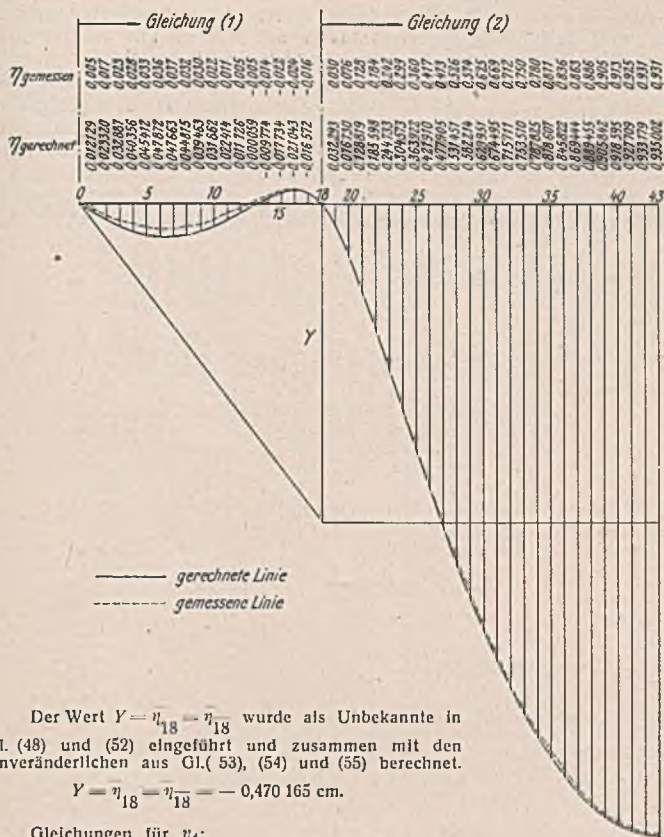
Beispielsweise ergibt sich für den Punkt 43:

$$M_{43} = +26,236\,904 \cdot 3,3179 - (0,935\,002 - 0,470\,165) \cdot 173,9946 = 6,172 \text{ cmkg}$$

$$M_{18} = -33,763\,096 \cdot 3,3179 - 0,470\,165 \cdot 173,9946 = 30,216 \text{ cmkg}$$

In Abb. 40b sind die Belastungen auf die Längeneinheit bezogen aufgetragen, die an dem durchlaufenden Träger die in Abb. 40a dargestellten Momente erzeugen,  $p = -M''$ . Die Hängerkräfte  $s$  sind demnach durchweg Druckkräfte.

<sup>13)</sup> U. a. S. Timoshenko, Strength of Materials, II. Band, S. 422. New York 1930.



Der Wert  $Y = \eta_{18} - \bar{\eta}_{18}$  wurde als Unbekannte in Gl. (48) und (52) eingeführt und zusammen mit den Unveränderlichen aus Gl. (53), (54) und (55) berechnet.

$$Y = \eta_{18} - \bar{\eta}_{18} = -0,470165 \text{ cm.}$$

Gleichungen für  $\eta_t$ :

$$(1) \eta_t = \frac{1}{173,9946} \left[ 0,113374 e^{k'x} + 6,083062 e^{-k'x} + 0,337888 x_1 - 0,00221193 x_1^2 - 6,196436 \right]$$

$$(2) \eta_t = \frac{1}{173,9946} \left[ 0,000004 e^{k'x} + 36,412795 e^{-k'x} + 1,327160 x - 0,00221193 x^2 - 36,412798 \right]$$

Berechnung der der Kraft  $H_t = 3,3179 \text{ kg}$  und der  $\eta$ -Linie entsprechenden Temperatur aus der Formänderungsbeziehung

$$\sum \frac{A}{A} S' \cdot s - \sum \frac{0}{0} S' \eta = 0 = \frac{H_t}{EF} \sum \frac{A}{A} \frac{s^2}{a^2} \cdot s + t \epsilon_t \sum \frac{A}{A} \frac{s}{a} \cdot s - \sum \frac{0}{0} S' \eta$$

$$= -0,051623 + 0,015468 t - 0,474325$$

$$t = +34,003^\circ$$

Abb. 39. Gerechnete Durchbiegungslinie der versteiften Kette infolge einer Temperaturzunahme um  $t \approx 35^\circ$  und Vergleich mit der gemessenen Linie.

Die Hängerkräfte  $s$  hätte man mit Hilfe von Gl. (16) finden können:

$$s = \beta g + (H_g + \Delta H) \frac{M}{EJ}$$

worin  $\beta = \frac{\Delta H}{H_g} = -0,01871216$ .

Für Punkt 0 ergibt sich demnach:

$$s = -0,01871216 \cdot 0,236416 = -0,004424 \text{ kg/cm.}$$

Für den Punkt 43 ist:

$$s = -0,004424 + 173,9946 \cdot \frac{6,172}{EJ} = -0,000017 \text{ kg/cm.}$$

Die Temperatur  $t$ , die dem oben angenommenen Werte  $\Delta H = -3,3179 \text{ kg}$  entspricht, wird ähnlich wie bei dem ersten Beispiel aus Gl. (10) unter Berücksichtigung von Gl. (8) aus

$$\frac{H_t}{EF} \cdot L_s' + \alpha_t t L_t' = \frac{G}{H_g} \sum \eta$$

berechnet.

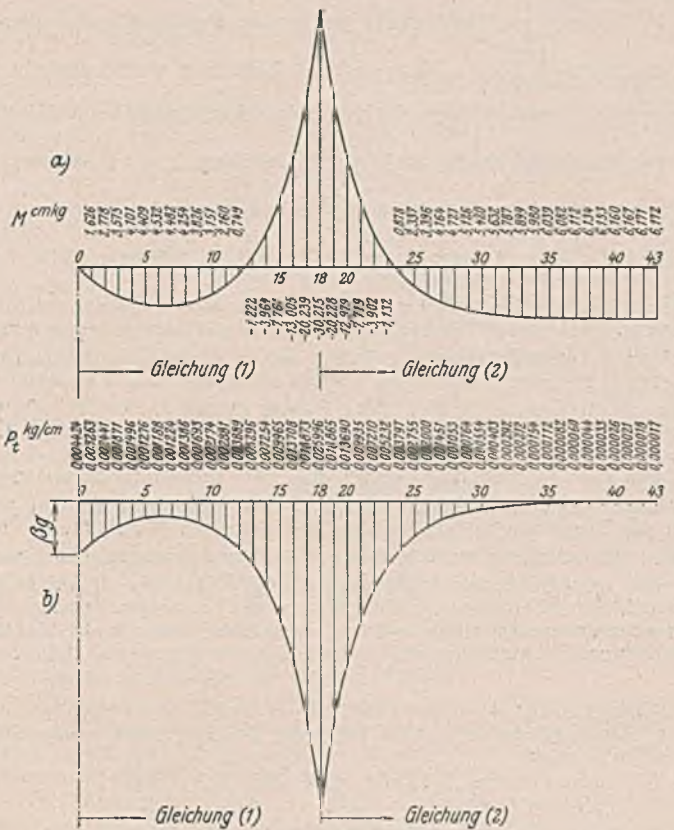
Mit  $EF = 85504,818 \text{ kg}$  (zwei Drähte von 1,61 mm Durchm.) und

$$\frac{G}{H_g} = 0,016 \text{ wird } t = 34,002767^\circ.$$

In Abb. 39 sind die gemessenen Werte eingetragen, deren Linienzug auch in Abb. 34 gezeigt wurde. Die gemessenen und die gerechneten Werte zeigen in der Mittelöffnung eine befriedigende Übereinstimmung, in der Seitenöffnung Abweichungen, die aber für praktische Zwecke belanglos sind, im übrigen wahrscheinlich im wesentlichen von der Schräge der Hängerkräfte herrühren.

#### Zusammenfassung des Abschnitts IV.

Der Temperaturzustand der versteiften Kette wurde im vorhergehenden folgendermaßen bestimmt. Zunächst wurden für die unversteifte Kette die Durchbiegungen, bedingt durch die Längenänderungen der einzelnen Kettenglieder infolge einer Temperaturänderung, rechnerisch ermittelt.



Gleichungen für die Momente:

$$M = -EJ \eta''$$

$$(1) M = -0,113374 e^{k'x} - 6,083062 e^{-k'x} + 6,196435$$

$$(2) M = -0,000004 e^{k'x} - 36,412795 e^{-k'x} + 6,196435$$

Gleichungen für die Belastung  $s \text{ kg/cm}$ :

$$p = -M''$$

$$(1) s = \frac{1}{k'^2} \left[ 0,113374 e^{k'x} + 6,083062 e^{-k'x} \right] \quad s = -p$$

$$(2) s = \frac{1}{k'^2} \left[ 0,000004 e^{k'x} + 36,412795 e^{-k'x} \right] \quad s = -p$$

$$s = \beta g + \frac{M}{EJ} (H_g + \Delta H)$$

Abb. 40. Momentenlinie und Linie der Belastung  $s \text{ kg/cm}$  infolge Erwärmung der versteiften, mit  $G$  belasteten Kette um  $\approx 35^\circ$ .

Dann wurden versuchstechnisch diese Durchbiegungen am Modell dadurch erzeugt, daß die Widerlager und Pfeilerauflager entsprechend verschoben wurden. Dabei ergaben sich für diese Verschiebungen durch Versuche ermittelte Verschiebungswerte. Diese Verschiebungswerte wurden auch auf das Modell der versteiften Kette angewendet. Damit ist auch dem Umstand Rechnung getragen, daß bei einer Temperaturzunahme der Versteifungsträger länger wird; auch ist die bei einer Temperaturänderung der versteiften Kette ohne Zweifel eintretende Schrägstellung der Hänger berücksichtigt.

Im dem Unterabschnitt C) wurden die Durchbiegungen der versteiften Kette rechnerisch nach dem üblichen Verfahren der Theorie II. Ordnung bestimmt. Diese Durchbiegungen stimmen befriedigend mit den auf Grund des oben geschilderten Versuchsverfahrens ermittelten Werten überein. Damit ist der Beweis erbracht, daß das Versuchsverfahren für praktische Zwecke genügend genaue Ergebnisse liefert.

G. E. Beggs<sup>2)3)</sup> hat vorgeschlagen, die Widerlager und die Pfeilerauflager um gewisse einfach zu ermittelnde Werte zu verschieben. Diese stimmen nicht genau mit den im vorhergehenden ermittelten Verschiebungswerten überein, wie bei den beiden Beispielen der unversteiften Kette nachgewiesen wurde. Die Beggschen Werte geben zu kleine Durchbiegungen.

Nicht unerwähnt mögen zwei Versuche bleiben, die bezweckten, den Temperaturformänderungszustand bei der unversteiften Kette nachzuziehen.

a) Bei der unversteiften Kette mit drei Öffnungen (Abb. 31) wurden

die Punkte  $A$  und  $\bar{A}$  um einen Wert  $\frac{1}{2} \sum \alpha_t t s$  nachgelassen und für diesen Fall die Durchbiegungen gemessen. Man erhält damit wohl für die Durchbiegungen in der Haupt- und Seitenöffnung ziemlich richtige Werte, die waagerechten Wege der Punkte  $D$  und  $\bar{D}$  werden aber wesentlich zu groß. Dies rührt davon her, daß die Temperaturänderung der ganzen Kette in die Endstücke  $ABC$  und  $\bar{A}BC$  verlegt ist. Bei diesem Vorgehen behält der Versteifungsträger seine ursprüngliche Länge, seine Temperaturänderung kommt in dem Kräftebild also nicht zur Geltung.

b) In einem zweiten Versuch wurden die Punkte  $A$  und  $\bar{A}$  ebenfalls um die Werte  $\frac{1}{2} \sum \alpha_i t s$  nachgelassen. Außerdem wurde versucht, die Temperaturlängenänderungen der Kette folgendermaßen zu berücksichtigen:

Für die Mittelöffnung allein wurde der Wert  $\sum \frac{D}{D} \alpha_i t s$  ausgerechnet.

Links und rechts von den Punkten  $D$  und  $\bar{D}$  wurden Marken in den Abständen  $\frac{1}{2} \sum \frac{D}{D} \alpha_i t s$  angebracht. Die mit  $G$  belastete Kette wurde

gehoben und die Punkte  $D$  und  $\bar{D}$  unter die eben angegebenen Stellen gebracht. Bei diesem Versuch ergab sich in der Mittelöffnung eine befriedigende Übereinstimmung zwischen den im Versuch ermittelten Durchbiegungen und den gerechneten Werten, nicht aber in der Seitenöffnung. Auch die waagerechten Wege der Punkte  $D$  und  $\bar{D}$  waren wesentlich größer als die rechnerisch ermittelten Werte. Die ungenügende Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung rührt davon her, daß, wie bei dem eben geschilderten Versuch, die volle Temperaturlängenänderung zwischen den Punkten  $ABC$  und  $\bar{A}\bar{B}\bar{C}$  eingeschaltet wurde und außerdem die Temperaturlängenänderung der Kette der Mittelöffnung in den beiden ersten Feldern rechts und links von  $D$  und  $\bar{D}$  vorgenommen wurde.

Die vorhergehenden Ausführungen zeigen, daß das in Abschnitt IV vorgeschlagene Verfahren zur Nachahmung des Temperaturformänderungszustandes der unversteiften und der versteiften Kette für die praktische Anwendung des Modellverfahrens befriedigende Ergebnisse liefert.

Anmerkung: In dem in Heft 46/47 und Heft 48 veröffentlichten Teile dieser Abhandlung sind folgende Berichtigungen vorzunehmen. Es ist zu setzen:

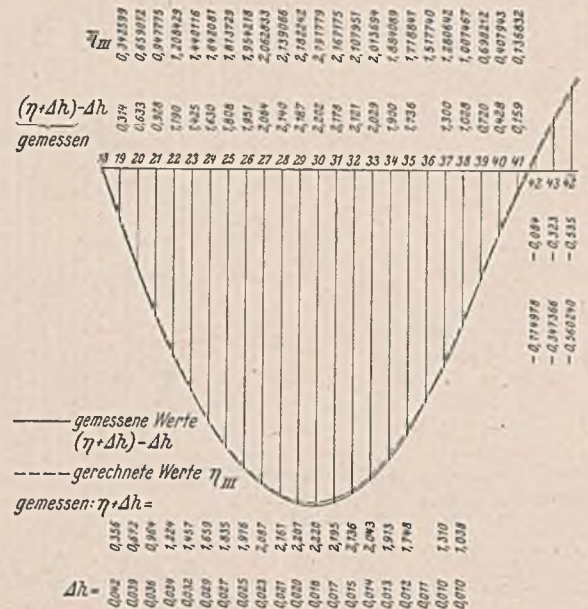
S. 512, rechte Spalte, 11. Zeile nach Abb. 9: „ $G$  bzw.  $G + P$ “ statt „ $G$  und  $G P$ “.

desgl., 18. Zeile in Gl. (5d), linke Seite: „ $\Delta^2 Y_m$ “ statt „ $\Delta^2 y_m$ “.

S. 513, rechte Spalte, 3. Zeile über Abb. 12 in der Formel für  $M_1$ , und

S. 514, rechte Spalte, Zeile 6 in der Formel für  $(M_1)$ : „ $H_g$ “ statt „ $G$ “.

In Abb. 15a auf Seite 522 sind die Werte  $\Delta h$  unrichtig eingetragen worden, weil in (Gl. 34) der Halbmesser der Hänger mit 0,3 mm statt 0,15 mm eingesetzt wurde. Dadurch ändert sich lediglich die Abb. 21 auf S. 524, auf die in den Abb. 15c, 18c und 19c bei Angabe des Wertes der Durchbiegung  $\eta$  des Punktes 30 Bezug genommen ist. Die gemessene Durchbiegung der Kettenpunkte 30 wird [2, 202]; die gerechnete ist 2,192 m. Im folgenden ist der linke Teil der Abb. 21 auf S. 524 unter Berücksichtigung der richtigen Werte  $\Delta h$  dargestellt. Man sieht daraus, daß die gemessenen und gerechneten Werte sehr gut miteinander übereinstimmen, so daß die Unterschiede zeichnerisch kaum mehr darstellbar sind.



Berichtigter linker Teil der Abb. 21 auf S. 524.

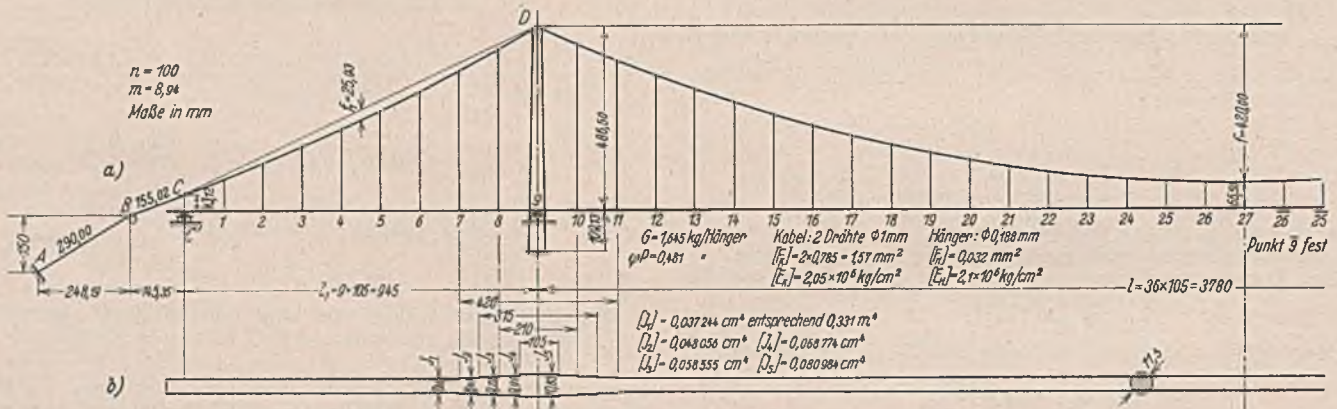


Abb. 41. Hängebrücke mit drei Öffnungen, durchlaufendem Versteifungsträger von veränderlichem Trägheitsmoment und eingespannten Türmen.

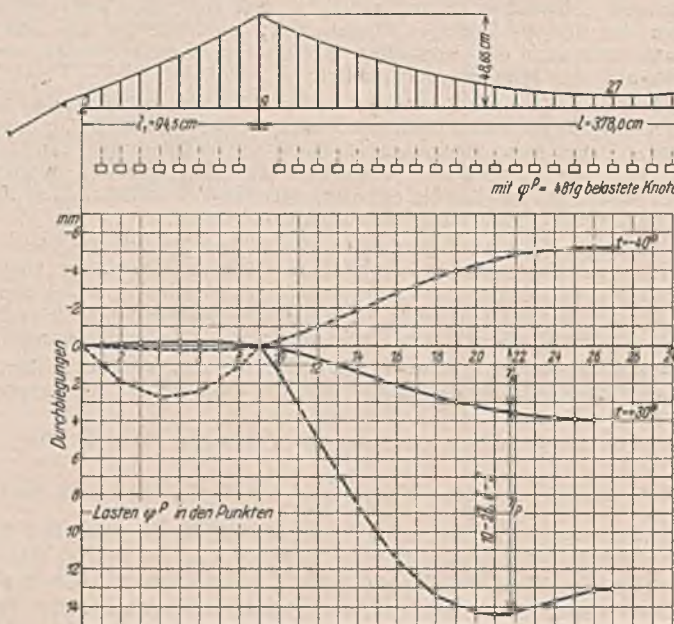


Abb. 42. Durchbiegungen max pos  $\eta$  des Versteifungsträgers bei  $t = +30^\circ$  und bei  $t = -40^\circ$ .

V. Messungen am Modell.

Auf Grund der vorhergehenden Ausführungen können Meßverfahren am Hängebrückenmodell entwickelt werden, die einerseits die Formänderungen und die Kräftebilder einer Hängebrücke von gegebenen Abmessungen klar-

legen, andererseits Aufschluß geben über die zweckmäßige Wahl der Gesamtanordnung einer Hängebrücke und ihrer Einzelabmessungen.

1. Die Grenzwerte der Durchbiegungen des Versteifungsträgers.

Um die größte Durchbiegung irgendeines Knotenpunktes  $M$ , z. B. in der Mittelöffnung eines durchlaufenden Versteifungsträgers, durch einen Versuch zu bestimmen, geht man folgendermaßen vor:

a) Ausgehend von der Grundstellung  $t = 0$  stellt man, wie im Abschnitt IV dargelegt ist, den Zustand  $+ \max t$  her und mißt für den betrachteten Punkt die Durchbiegung  $\eta_t$  als Unterschied einer Endablesung und der Anfangsablesung (Nullstellung).

b) Ausgehend von dem Temperaturzustand a) bringt man an den einzelnen Knotenpunkten die maßgebenden Verkehrslasten  $\phi P$  so an, daß für den betreffenden Knotenpunkt sich die größtmögliche Durchbiegung  $\eta_P$  ergibt. Die dafür maßgebende Laststellung findet man leicht durch Probieren, das entsprechende  $\eta_P$  als Unterschied einer Endablesung und einer neuen Nullablesung, die dem Zustand  $+ \max t$  des Modells entspricht.

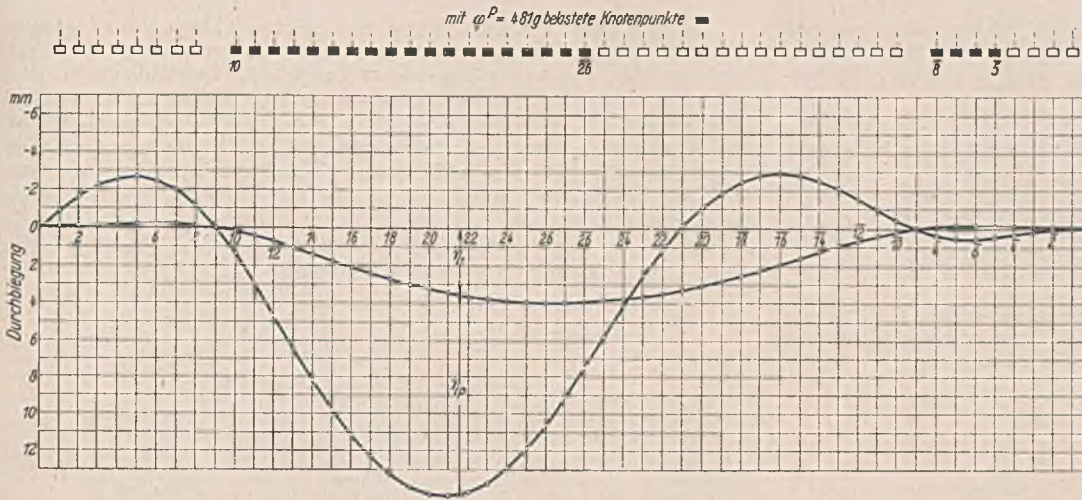


Abb. 43. Durchbiegungen des Versteifungsträgers für den Fall größter positiver Durchbiegung in Punkt 21 bei  $t = +30^\circ$ .

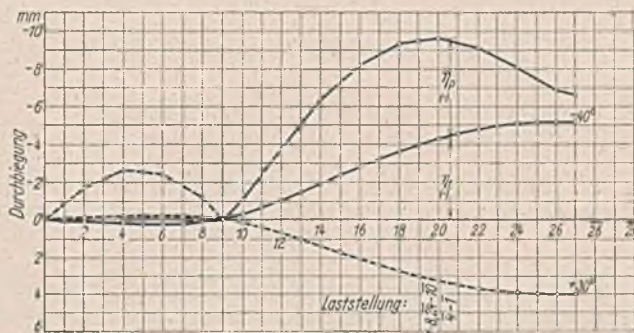


Abb. 44. Größte negative Durchbiegungen  $\eta$  des Versteifungsträgers bei  $t = -40^\circ$  und bei  $t = +30^\circ$ .

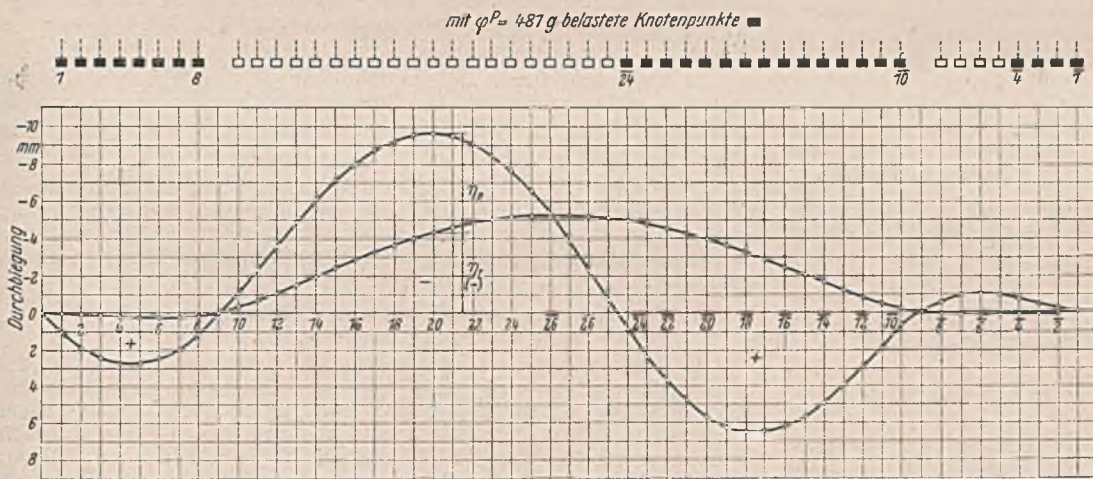


Abb. 45. Durchbiegungslinie des Versteifungsträgers für den Fall größter negativer Durchbiegung in Punkt 20 bei  $t = -40^\circ$ .

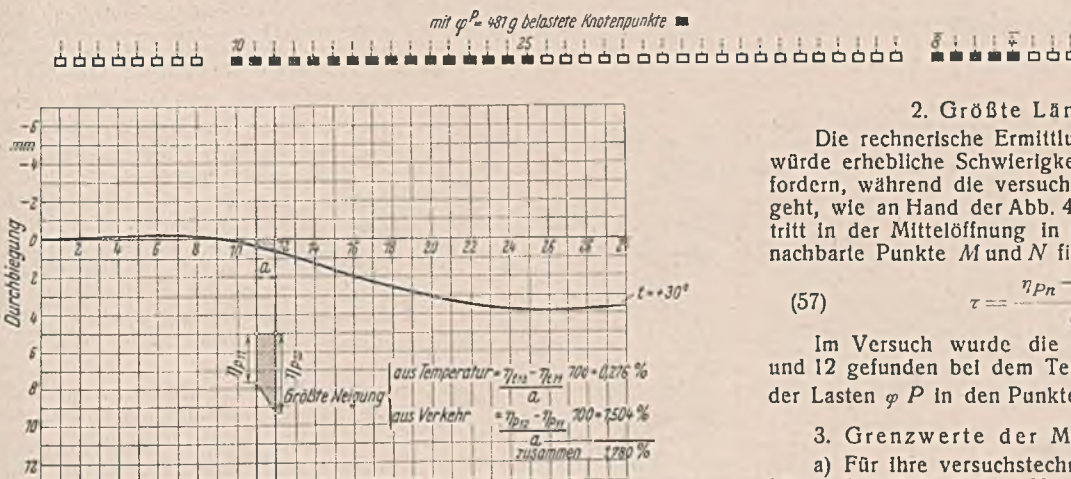


Abb. 46. Größte Neigung infolge Verkehrsbelastung  $\varphi P_1$ , ausgehend von  $t = +30^\circ$ .

c) Die größte Durchbiegung des Punktes  $M$  erhält man als  $\max \eta = \eta_l + \eta_p$ .

Man beachte, daß es genügt, den Temperaturformänderungszustand der versteiften Kette nur einmal herzustellen und daß es ungenau wäre, die Durchbiegungen  $\eta_p$  von dem Zustand  $t=0$  aus zu messen.

Beispiel: Hängebrücke mit durchlaufendem Versteifungsträger von veränderlichem Trägheitsmoment und mit eingespannten Stahltürmen.

Die Abmessungen der in Abb. 41 dargestellten Hängebrücke sind auf Grund des „genauen“ Verfahrens unter der vorläufigen Annahme eines auf die ganze Länge des Versteifungsträgers gleichen Trägheitsmoments  $J = 0,331 \text{ m}^4$  bestimmt worden. Über den Stützen ergaben sich Verstärkungen des Versteifungsträgers mit den aus Abb. 41b ersichtlichen, für das Modell mit  $n = 100$ ,  $m = 8,94$  umgerechneten Trägheitsmomenten. Als Grenzwerte der Temperatur kamen in Betracht:  $\max t = +30^\circ$ ,  $\min t = -40^\circ$ . Der Versteifungsträger ist beim rechten Turmpfeiler, also beim Punkt 9 fest gelagert, sonst ist er waagrecht verschieblich. Die Trägheitsmomente der Modelltürme nehmen von oben nach unten zu, von  $0,0917 \text{ cm}^4$  bis  $0,4115 \text{ cm}^4$ .

Abb. 42 zeigt für die linke Trägerhälfte die im Versuch ermittelten größten positiven Durchbiegungen in der Mittel- und Seitenöffnung. Außerdem sind dort die Durchbiegungen des Versteifungsträgers bei den Temperaturzuständen  $+30^\circ$  und  $-40^\circ$  eingetragen.

Mittelöffnung: Punkt 21. Nach Herstellung des Temperaturzustandes  $+30^\circ$  ergibt sich eine Durchbiegung  $\eta_l$ . Von diesem Zustand aus wurde durch Probieren ermittelt, daß sich für die Laststellung  $\varphi P$  in den Punkten 10 bis 26 und 8 bis 5 der Größtwert der Durchbiegung  $\eta_p$  ergab. Im ganzen erhält man  $\max \eta = \eta_l + \eta_p$ . Die für den vorliegenden Fall ungünstigste Laststellung und die entsprechende Durchbiegungslinie des ganzen Trägers zeigt Abb. 43.  $\max \eta$  des Punktes 21 ist die größte Durchbiegung des ganzen Versteifungsträgers.

Seitenöffnung: Die größten positiven Durchbiegungen  $\eta_l + \eta_p$  ergeben sich bei dem Temperaturzustand  $-40^\circ$ .

Man beachte, welcher Rechenaufwand notwendig wäre, um die in Abb. 42 dargestellten Durchbiegungen mit Hilfe der Theorie II. Ordnung zu bestimmen.

In Abb. 44 sind, ebenfalls für die linke Trägerhälfte, die größten negativen Durchbiegungen aufgetragen, die infolge einer beliebigen Stellung der Verkehrslast und infolge einer Temperaturänderung entstehen. Der Größtwert entsteht im Punkt 20. Die diesem Fall entsprechende Laststellung und Durchbiegungslinie ist in Abb. 45 dargestellt.

Den diesem Zustand entsprechenden Wert  $\Delta H = H_t + H_p$  könnte man entsprechend Gl. (9a) aus

$$\frac{\Delta H}{E_K F_K} \cdot L_s + \alpha_t t L_t = \frac{8af}{l^2} \cdot \sum \eta$$

erhalten.

## 2. Größte Längsneigung der Fahrbahn.

Die rechnerische Ermittlung der größten Längsneigung der Fahrbahn würde erhebliche Schwierigkeiten und einen großen Rechenaufwand erfordern, während die versuchstechnische Bestimmung sehr rasch vor sich geht, wie an Hand der Abb. 46 gezeigt werden soll. Die größte Neigung tritt in der Mittelöffnung in der Nähe der Auflager auf. Für zwei benachbarte Punkte  $M$  und  $N$  findet man sie in der Form

$$(57) \quad \tau = \frac{\eta_{pn} - \eta_{pm}}{a} + \frac{\eta_{tn} - \eta_{tm}}{a}$$

Im Versuch wurde die größte Neigung zwischen den Punkten 11 und 12 gefunden bei dem Temperaturzustand  $t = +30^\circ$  und der Stellung der Lasten  $\varphi P$  in den Punkten 10 bis 25 und 8 bis 4.

## 3. Grenzwerte der Momente des Versteifungsträgers.

a) Für ihre versuchstechnische Bestimmung hat sich folgendes Verfahren bewährt, das an Hand des Beispiels der Abb. 41 im folgenden gezeigt werden soll. Wie schon Beggs<sup>2) 3)</sup> gezeigt hat, kann man die Momente des Versteifungsträgers, die bei irgendeinem Formänderungs-

zustand der versteiften Kette eintreten, dadurch messen, daß man die Winkeländerungen zwischen zwei benachbarten Querschnitten des Versteifungsträgers versuchsstechnisch bestimmt und aus dieser Winkeländerung  $\Delta\alpha = \frac{M \cdot \Delta s}{EJ}$  auf die Größe des entsprechenden Biegemoments schließt. Man kann natürlich auch, wie es bei den Messungen in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart im Jahre 1938 durch Oberingenieur Kaufmann versucht wurde, aus dem Ausschlag eines Dehnungsmessers (Bauart Huggenberger) mit der Meßlänge  $\Delta s$  auf die Größe des Moments schließen, wobei man zweckmäßigerweise die Umrechnung auf Grund einer Eichungsmessung an einem Stab mit bekanntem Biegemoment vornimmt.

b) Zunächst wird der Formänderungszustand  $\max + t$ , im vorliegenden Fall  $+30^\circ$ , hergestellt. Die für das behandelte Beispiel gemessene Durchbiegungslinie ist aus Abb. 47a zu ersehen.

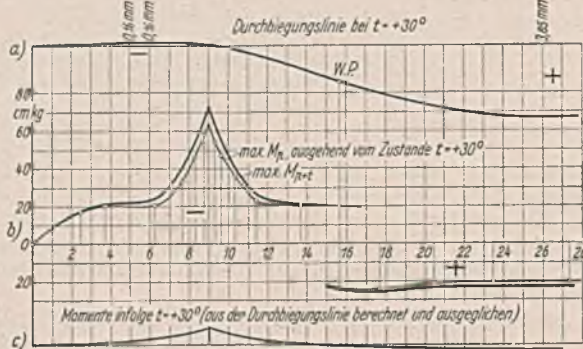


Abb. 47. Durchbiegungslinie und Momentenlinie für  $t = +30^\circ$  und von diesem Zustande ausgehende Linie der Größtmomente aus Belastung.

c) Die dem Temperaturzustand, also der Durchbiegungslinie der Abb. 47a entsprechenden Biegemomente des durchlaufenden Versteifungsträgers werden rechnerisch bestimmt. Dabei können einzelne Momente auch durch Versuche ermittelt werden, was aber insofern zu keinem sehr befriedigenden Ergebnis führt, weil die Genauigkeit der Ablesungen am Dehnungsmesser bei kleinen Werten nicht allzu groß ist. Für die rechnerische Bestimmung der dem Temperaturzustand entsprechenden Biegemomente des Versteifungsträgers stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung, die im Abschnitt VI besprochen werden. Bei einfachen Verhältnissen, z. B. wenn der Versteifungsträger auf seine ganze Länge das gleiche Trägheitsmoment hat, kann man die Momente auch mit Hilfe der in Abschnitt IV, C im ersten und zweiten Beispiel dargelegten Verfahren bestimmen. Die unserem Beispiel entsprechende Linie der aus der Temperatur folgenden Momente  $M_t$  ist aus Abb. 47c zu ersehen.

d) Aus der Durchbiegungslinie der Abb. 47a ersieht man, daß bei dem Temperaturzustand  $t = +30^\circ$  rechts von dem in der Durchbiegungslinie eingezeichneten Wendepunkt positive, links davon negative Biegemomente entstehen. Wenn zu dem Formänderungszustand der Abb. 47a noch Lasten hinzutreten, so erhält man je das größte positive Moment für Querschnitte des Versteifungsträgers rechts vom Wendepunkt, je das größte negative Moment für Querschnitte links vom Wendepunkt.

e) Ausgehend von dem Temperaturzustand  $t = +30^\circ$  erhält man das größte positive Moment aus Belastung allein in irgendeinem Punkt des Versteifungsträgers rechts vom Wendepunkt dadurch, daß man dort den Dehnungsmesser aufsetzt und durch verhältnismäßig rasch durchführbares Probieren die Laststellung bestimmt, die den größten Ausschlag des Dehnungsmessers ergibt. Die Größe dieses Ausschlages vervielfältigt mit dem Eichwert, der natürlich von der Höhe des Versteifungsträgers abhängt, ergibt den gesuchten Momentenwert.

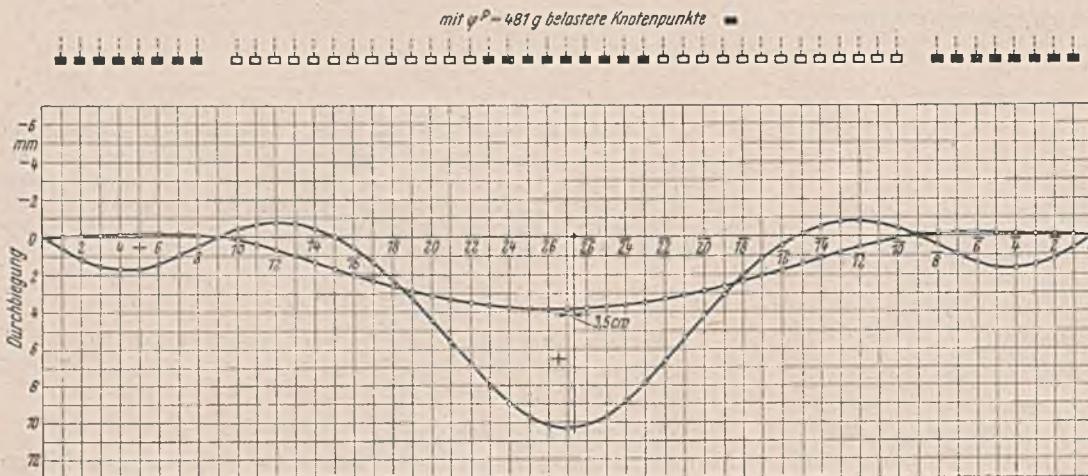


Abb. 48. Durchbiegungslinie des Versteifungsträgers bei größtem positivem Moment im Punkte 27 bei  $t = +30^\circ$ .

In Abb. 48 ist die Laststellung und die Durchbiegungslinie gezeigt, die dem größten Biegemoment in einem Querschnitt 3,5 cm rechts von der Mitte des Versteifungsträgers entspricht. Das Moment in dem genannten Querschnitt setzt sich also aus zwei Teilen zusammen, aus dem Moment  $M_t$  und dem Moment  $M_p$ . Man beachte, daß es, ähnlich wie es oben schon bei der versuchsstechnischen Bestimmung der Durchbiegungen gezeigt wurde, nicht zulässig wäre, die Werte  $M_p$  von dem Temperaturzustand  $t = 0$  aus zu messen. Aus der Durchbiegungslinie der Abb. 48 kann man wie im Abschnitt VI gezeigt wird, sämtliche Momente des Versteifungsträgers und damit auch das größte positive Moment in Trägermitte rechnerisch bestimmen.

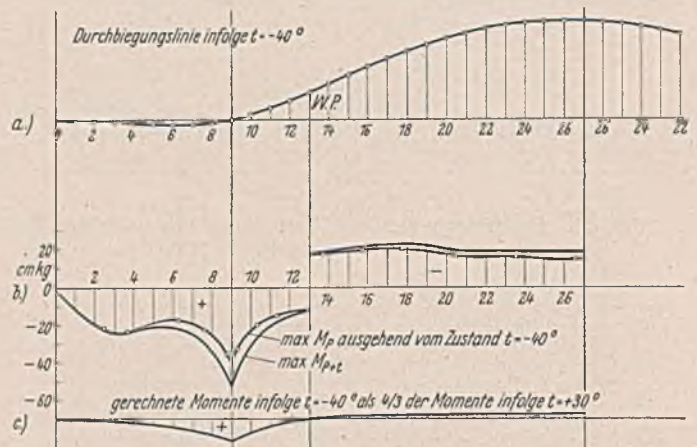


Abb. 49. Durchbiegungslinie und Momentenlinie für  $t = -40^\circ$  und von diesem Zustande ausgehende Linien der Größtmomente aus Belastung.

f) Die größten negativen Momente  $M_t + M_p$  für Querschnitte links vom Wendepunkt erhält man in ähnlicher Weise, wie ebenfalls aus Abb. 47b hervorgeht.

g) Die der niedrigsten Temperatur  $t = -40^\circ$  entsprechende Durchbiegungslinie zeigt Abb. 49a. Die diesem Zustand entsprechenden Momente  $M_t$  zeigt Abb. 49c. Diese Momente können für praktische Zwecke genügend genau verhältnismäßig den in Abb. 48c dargestellten Momenten angenommen werden.

h) Ganz ähnlich wie an Hand von Abb. 48 dargelegt wurde, erhält man die größten negativen Momente  $M_p$  für Querschnitte rechts vom Wendepunkt und die größten positiven Momente  $M_p$  für Querschnitte links vom Wendepunkt, wie aus Abb. 49b ersichtlich ist.

i) In Abb. 50b sind die Linien der größten positiven und negativen Momente unter dem Trägerbilde aufgetragen und in Abb. 50c die an sich größten Biegemomente. Man erkennt daraus die Stellen, an denen die Absolutwerte der größten positiven und negativen Momente gleich groß sind.

#### 4. Bestimmung von Größtwerten der Querkräfte des Versteifungsträgers.

In ähnlicher Weise wie man Größtwerte der Biegemomente des Versteifungsträgers bestimmt, kann man auch Größtwerte der Querkräfte finden. In Abb. 51 ist gezeigt, wie man zur Bestimmung der größten Querkraft  $Q$  in dem Feld rechts von dem linken Pylon vorgehen muß. Man wählt in diesem Feld irgendeine Meßstrecke, z. B.  $e = 3,21$  cm, stellt den Zustand  $t = +30^\circ$  her und bestimmt wieder durch Probieren die Laststellung, die den Größtwert  $M_{\text{links}} - M_{\text{rechts}}$  ergibt. Die maßgebende, also durch Probieren gefundene Laststellung ist aus Abb. 51 zu ersehen. Durch Belastung allein ergibt

$$\text{sich } \max Q_p = \frac{M_{\text{links}} - M_{\text{rechts}}}{e}.$$

Zu diesem Wert ist noch die Querkraft  $Q_t$  zuzuzählen, um  $\max Q = \max Q_p + Q_t$  zu erhalten. Den Wert  $Q_t$  erhält man aus der für den Temperaturzustand  $t = +30^\circ$  ermittelten Momentenlinie. In Abb. 51 sind die wirklich ermittelten Zahlenwerte eingetragen. Zur Prüfung der Genauigkeit der Messung von  $\max Q$  empfiehlt es sich, die entsprechende Durchbiegungslinie zu bestimmen und die ihr entsprechende Momentenverteilung rechnerisch zu ermitteln.

#### 5. Weitere Ermittlungen am Modell.

Aus den vielen Möglichkeiten der Verwendung des Modells zur Klärlegung des Verhaltens von Hängebrücken seien im folgenden ohne Anspruch auf Vollständigkeit erwähnt:

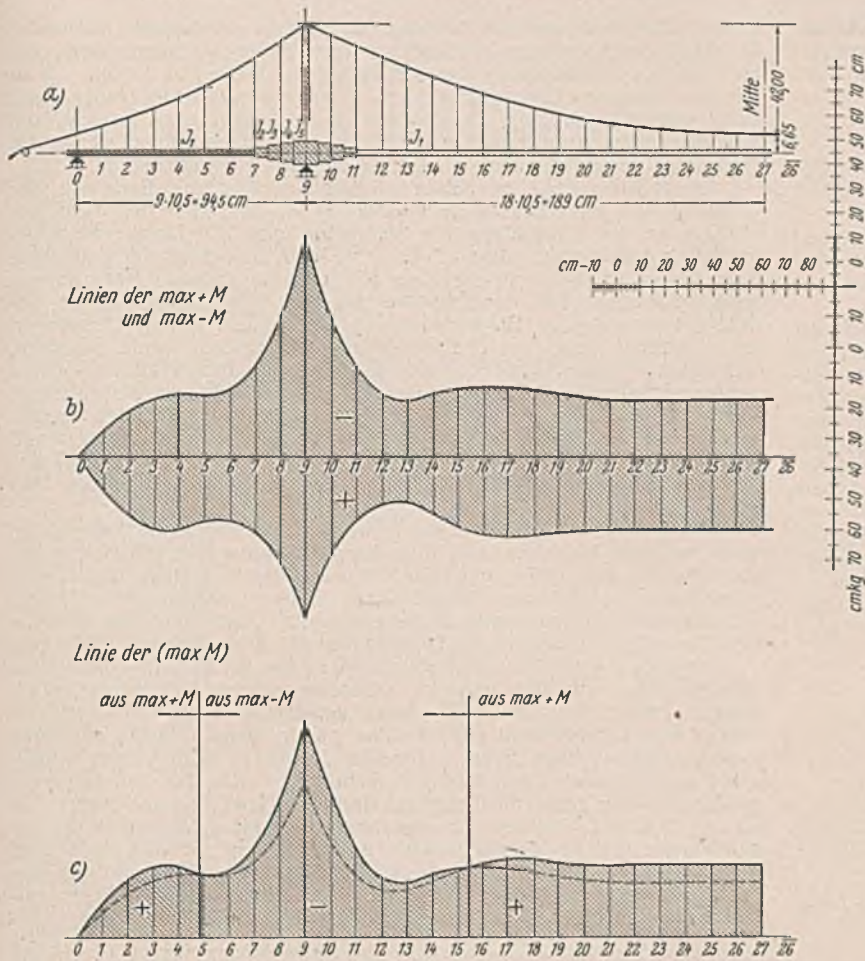


Abb. 50. Größtwerte der Momente des Versteifungsträgers.

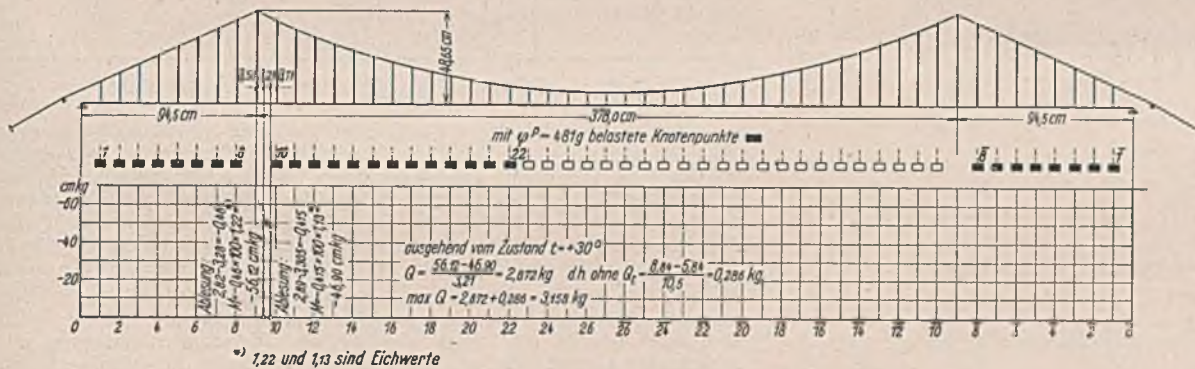


Abb. 51. Ermittlung der größten Querkraft in einem Feld.

**A. Hängebrücke mit gegebenen Abmessungen.**

- a) Ähnlich wie es oben für die größte Längsneigung dargelegt wurde, kann man auch die größte Querneigung bestimmen.
- b) Die Versteifungsträger einer Hängebrücke können in verschiedener Weise gelagert werden, z. B. ein Auflager fest oder alle Auflager waagrecht, nach Eintritt eines bestimmten Weges beschränkt beweglich. Durch Modellmessungen lassen sich die Größtwerte der Auflagerverschiebungen verhältnismäßig einfach bestimmen.

- c) Bestimmung des Einflusses von Bremskräften bei verschiedener Anordnung der Auflager.
- d) Untersuchung von Bauzuständen, z. B. zur Bestimmung des zweckmäßigen Betonierungsvorganges der Fahrbahn.

**B. Untersuchungen für die grundsätzliche Entscheidung über die Gesamtanordnung und über Einzelheiten des Entwurfs.**

- a) Einfluß von verschieden großen Eigenlasten auf die Formänderungen der Hängebrücke.
- b) Einfluß der Wahl des Trägheitsmoments des Versteifungsträgers auf die Formänderungen und auf die Höhe des Versteifungsträgers entsprechend Abb. 3.
- c) Untersuchungen zur Beurteilung des Einflusses des Pfeilverhältnisses auf die Formänderungen bei einem angenommenen Trägheitsmoment des Versteifungsträgers.
- d) Untersuchungen über die verschiedenen Arten der Lagerung des Versteifungsträgers. Abb. 52 zeigt die Tem-

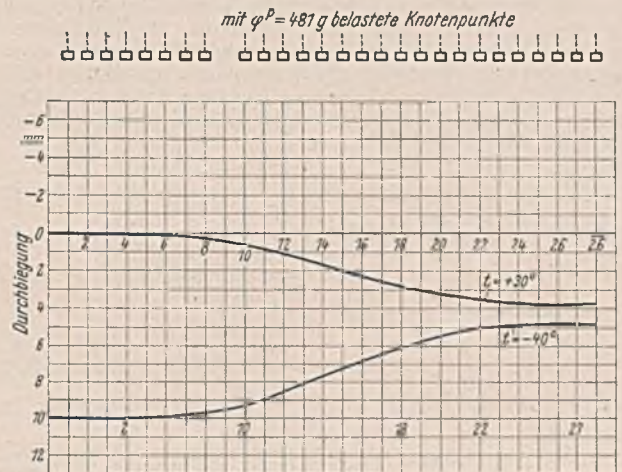


Abb. 52. Durchbiegungslinien des Versteifungsträgers nach Wegnahme der Auflager an den Turmpfeilern bei  $t = +30^\circ$  und  $t = -40^\circ$ .

peraturformänderungszustände  $t = +30^\circ$  und  $t = -40^\circ$  der in diesem Abschnitt behandelten Hängebrücke, wenn der Versteifungsträger am Turmpfeiler nicht gelagert ist. Von diesen Formänderungszuständen aus wären die größten Durchbiegungen, die größte Neigung und z. B. beim Zustand  $t = +30^\circ$  rechts vom Wendepunkt die größten positiven Momente und links vom Wendepunkt die größten negativen Momente zu bestimmen.

Für die Anordnung des Versteifungsträgers gibt es noch viele Möglichkeiten. Bei einem durchlaufenden Versteifungsträger können z. B. in der Nähe der Turmauflager elastische Gelenke eingeschaltet werden. Der Versteifungsträger kann am Ende über die Auflager hinaus durch Arme mit beliebig kleiner Steifigkeit verlängert werden. Die letztgenannte Anordnung hat den Zweck, die Ordinaten der Durchbiegungslinie des Versteifungsträgers am Brückende klein zu halten und dem Übergang der Fahrbahn der Brücke zum Widerlager einen möglichst stetigen Verlauf zu geben.

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

**Gewölbe aus zwei Baustoffen.**

Von Regierungsbaumeister a. D. Bruno Schulz, Beratender Ingenieur VBI in Berlin.

Für Brückengewölbe war in früheren Jahren die Berechnung nach dem Ritterschen Verfahren allgemein üblich, nach dem neben dem Eigengewicht Stützlinien durch die Kernpunkte des Scheitels und der Kämpferquerschnitte für gleichmäßig verteilte Vollast und einseitige Verkehrslast zugrunde gelegt wurden. Diese Berechnungsart hat sich für die damals im Verhältnis zum Eigengewicht der Brücke geringen Verkehrslasten als voll ausreichend gezeigt und bewährt, besonders, wenn es durch irgendwelche baulichen Maßnahmen erreicht war, daß z. B. die Stützlinie für Eigengewicht mit der Bogenachse zusammenfiel. Es war dann leicht des weiteren zu erreichen, daß die Stützlinie auch für einseitige Verkehrslast innerhalb des Gewölbekerns verblieb und damit Zugspannungen im Gewölbe rechnerisch ausgeschlossen waren. Die Anwendung des Gesetzes der kleinsten Formänderungsarbeit ermöglichte es, die wirklichen Beanspruchungen, die in den Gewölben auch unter beliebigen Belastungen auftreten, zu errechnen, allerdings unter der An-

nahme starrer Einspannung in den Widerlagern, eine Annahme, die besonders bei Reihengewölben nicht zutrifft und somit zu falschen Ergebnissen führen muß.

Nach diesem Berechnungsverfahren setzt sich die Momentenfläche des Gewölbes für einen beliebigen Belastungszustand aus den Momentenflächen eines einfachen Balkens von veränderlichem oder, einfacher, von unveränderlichem Querschnitt zusammen, als dessen Achse die Gewölbeachse oder, einfacher, eine Gerade angenommen wird, und zwar für die folgenden Belastungszustände:

1. Momentenfläche aus der Auflast,
2. " " " den Spannungsmomenten,
3. " " " dem Einfluß des waagerechten Schubes.

Die Zusammensetzung dieser Flächen ergibt als größte Momente in den Kämpfern stets negative und im Scheitel in der Regel positive Werte,

die erheblich größer als die Momente nach dem Ritterschen Verfahren sind und demnach für die Bemessung der Gewölbequerschnitte auch viel ungünstiger ausfallen. Es wird dabei in der Regel ausreichend sein, die Querschnitte im Kämpfer, im Scheitel und im Viertelpunkt zu untersuchen. Die Momente in den Viertelpunkten bleiben dabei im allgemeinen einflußlos auf die Querschnittsbemessung des Gewölbes.

Für die Querschnittsbemessung der Gewölbe sind maßgebend Vorschriften der DIN 1075. Sie enthalten in Tafel IV, Absatz  $\gamma$ , für Gewölbe aus Mauerwerk die folgende Bestimmung:

„Die Zugspannungen dürfen bei statisch unbestimmten Gewölben aus Mauerwerk höchstens  $\frac{1}{3}$  der im Querschnitt gleichzeitig auftretenden Druckspannung und höchstens  $5 \text{ kg/cm}^2$  betragen. Bei statisch bestimmten Gewölben sind Zugspannungen unzulässig.“

Statisch bestimmt sind Gewölbe eigentlich nur, wenn sie im Scheitel und im Kämpfer mit Gelenken versehen werden, eine Bauweise, die nur recht selten praktisch zur Ausführung kommt. Man kann diese Bestimmung aber dahin auslegen, daß statisch bestimmt solche Gewölbe sind, die ohne Gelenke ausgeführt, aber nach dem Ritterschen Verfahren, einer statisch bestimmten Berechnungsart, berechnet und entworfen werden. Da aber nach dem Ritterschen Verfahren die Stützlinien für die Belastungen besonders in den maßgebenden Querschnitten des Scheitels und der Kämpfer innerhalb des Kerns liegen, so können sich nach dieser Berechnungsart Zugspannungen im Gewölbe sowieso nicht ergeben. Die Bestimmung über die Zugspannungen in statisch unbestimmten Gewölben hat nun folgenden, recht ungünstigen Einfluß:

Mit den bekannten Bezeichnungen  $\sigma_0 = \frac{N}{bh}$  und  $M = Ne$  ist (Abb. 1):

$$\begin{aligned} \max \sigma &= \sigma_0 \left( 1 + \frac{6e}{h} \right) \\ \min \sigma &= \sigma_0 \left( 1 - \frac{6e}{h} \right) \end{aligned}$$

Dieser Wert ist negativ vorauszusetzen.

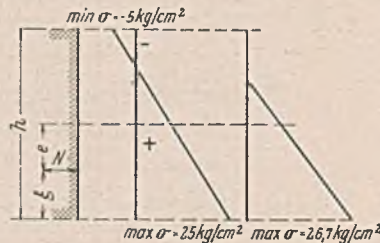


Abb. 1. Spannungen im Gewölbe.

Es soll nun  $\frac{\max \sigma}{5}$  größer sein als der absolute Wert von  $\min \sigma$  und der absolute Wert von  $\min \sigma$  kleiner als 5.

Es sind dann:

$$\frac{1}{5} \left( 1 + \frac{6e}{h} \right) \geq -1 + \frac{6e}{h} \quad \text{oder} \quad \frac{e}{h} \leq 1/4 \quad \text{und} \quad -\sigma_0 \left( 1 - \frac{6e}{h} \right) \leq 5;$$

das heißt, die Längskraft kann höchstens um den Wert

$$e - \frac{h}{6} = \left( \frac{h}{4} - \frac{h}{6} \right) = \frac{h}{12}$$

aus dem Kern heraustreten; ist dieser Wert  $e$  erreicht, so ist zunächst  $\sigma_0$  gebunden an die Gleichung  $\sigma_0 \leq \frac{-5}{1 - 6/4} \leq 10 \text{ kg/cm}^2$ , und es muß sein:

$$\max \sigma = \sigma_0 \left( 1 + \frac{6e}{h} \right) = \sigma_0 \left( 1 + 6/4 \right) \leq 5/2 \cdot 10 \leq 25 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit Ausschluß von Zugspannungen ergibt sich  $\max \sigma$  wie folgt:

$$\begin{aligned} \xi &= h/2 - e = h/4 & N &= \sigma_0 \cdot 1 h \\ \max \sigma &= \frac{2N}{3\xi \cdot 1} = \frac{8}{3} \cdot \sigma_0 = \frac{8}{3} \cdot 10 = 26,7 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Das ist also die größte Druckspannung, die sich in den Gewölben infolge der Beschränkung der Zugspannungen durch die DIN 1075 errechnen lassen darf. Danach hat die weitere Bestimmung, daß die Druckspannungen bis 50 und  $65 \text{ kg/cm}^2$  betragen dürfen, eigentlich keinen Wert. Für die Einhaltung der Bestimmungen wird also Mauerwerk aus Hartbrandsteinen mit  $\sigma_{zul} = 20$  bis  $25 \text{ kg/cm}^2$  völlig ausreichen, die Verwendung besseren Baustoffes würde nur Verschwendung von Baustoff bedeuten.

Da sich zudem der Wert  $\sigma_0 = 10 \text{ kg/cm}^2$  bei den Gewölbequerschnitten auch nicht immer oder nur selten infolge unzureichender Größe der Längskraft  $N$  wird erreichen lassen, wird auch  $\max \sigma$  in der Regel noch weit unter dem Höchstwert von  $26,7 \text{ kg/cm}^2$  bleiben.

So empfehlenswert es ist, für ein Bauwerk, das an und für sich eine hohe Lebensdauer hat, besonders guten Baustoff zu verwenden, so hat es eigentlich keinen Zweck, für einen solchen Baustoff Höchstspannungen vorzuschreiben, die sich infolge weiterer Bestimmungen doch nicht erreichen lassen. Zur Geltung kommt dieser Widerspruch der Bestimmungen durch die Berechnung der Gewölbe als statisch unbestimmte Tragwerke. Man könnte deshalb in die Versuchung geraten, in Anlehnung an das Rittersche Verfahren Einflußlinien für die Werte  $N$  und  $M$  im Scheitel- und Kämpferquerschnitt zu entwickeln und zu versuchen, nach diesem Verfahren das rechnerische Auftreten von Zugspannungen auch gerade bei Kreisgewölben auszuschließen und damit die zugelassenen Höchstwerte für die Druckspannungen auszunutzen. Würde eine solche Berechnungsart als statisch bestimmtes Tragwerk nicht zugelassen, so würden die Vorschriften der DIN 1057 eine Begünstigung der Stahlbetonbauweise darstellen.

Die gleichen Nachteile sind bei Gewölben aus unbewehrtem Beton vorhanden, bei bewehrtem Beton jedoch nicht, da dort auftretende Zugspannungen durch die Stahleinlagen aufgenommen werden können unter gleichzeitig voller Ausnutzung der zulässigen Druckspannungen. Man

könnte aber ebensogut der Meinung sein, daß es durchaus im Sinne der Erzielung einer längeren Lebensdauer eines Bauwerks liegen kann, die auftretenden Spannungen unter den zulässigen Werten zu halten, um so mit der längeren Lebensdauer den weiteren Vorteil der Möglichkeit einer späteren Erhöhung der Nutzlasten zu haben, eine Vorsicht, die allerdings allen sonst üblichen Regeln widersprechen würde, zumal die Nutzlasten der Reichsbahn schon reichlich hoch bemessen sind.

Diese Schwierigkeiten haben mit dazu geführt, die Bauweise der Gewölbe aus zwei Baustoffen vorzuschlagen, und zwar ist dabei besonders an die Verbindung von Stahlbeton und Ziegelmauerwerk gedacht, eine Bauweise, die sich unter voller Ausnutzung der zulässigen Spannungen vorzüglich in die Form der Gewölbe einfügen läßt. Danach wird der mittlere Teil des Gewölbes aus Stahlbeton ausgeführt, der zudem nur eine geringe Dicke des Scheitelquerschnitts erfordert, während die seitlichen Teile aus Hartbrandsteinen hergestellt werden können. Bei diesen Teilen steht für die notwendige größere Gewölbestärke genügend Raum zur Verfügung, und außerdem kann dort die zulässige Spannung voll ausgenutzt werden. Es werden dabei für den kurzen Gewölbetaeil aus Stahlbeton nur ganz geringe Stahlmengen erfordert und außerdem durch den Einfluß des Mauerwerks der seitlichen Teile der Einfluß des Schwindens des Betons auf ein durchaus erträgliches Maß herabgedrückt.

Die geringe Scheitelstärke des Gewölbes wird zudem die Anwendung von Gewölben biswellen auch dort erlauben, wo wegen unzureichender Bauhöhe die Anwendung der Gewölbe nach der bisherigen Bauart ausgeschlossen ist und nur Balkenbrücken in Frage kommen. In diesem Falle ist die Ersparnis an Stahl ganz erheblich, und außerdem sind die Gewölbe wegen ihrer größeren Lebensdauer den Balkenbrücken überlegen.

Besonders günstig wirkt sich die Bauweise für Gewölbereihen aus. Gewölbereihen waren für frühere Verhältnisse auch bei Anwendung flacher Gewölbe eine recht günstige Bauweise, sofern die Verkehrslasten im Verhältnis zum Eigengewicht der Gewölbe gering waren, da die einzelnen Gewölbe sich infolge ihres elastischen Verhaltens recht günstig gegenseitig unterstützen. Für größere Verkehrslasten trifft das bei Halbkreisgewölben auch heute noch zu, bei flacheren Gewölben aber nicht. So stimmt z. B. das Verfahren für die Berechnung einer Gewölbereihe, das seit einiger Zeit bei der Reichsbahn in Anwendung ist und nach dem die Gewölbe in den Zwischenpfeilern als starr eingespannt anzunehmen sind, mit der Wirklichkeit nicht überein, selbst wenn die Pfeiler entsprechend den Einspannungsmomenten verstärkt sind.

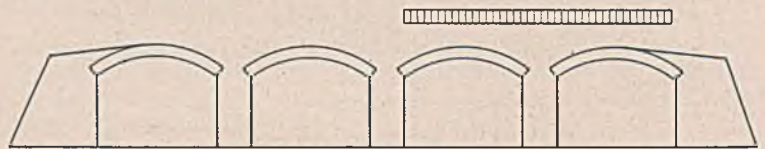


Abb. 2. Gewölbereihe mit einseitiger Verkehrslast.

Werden beispielsweise zwei Gewölbe einer Gewölbereihe belastet (Abb. 2), so tritt unter der Einwirkung dieser Verkehrslast auch in den unbelasteten Gewölben ein bestimmter waagerechter Schub auf, und gleichzeitig ist der waagerechte Schub der belasteten Gewölbe kleiner als bei starrer Einspannung der Gewölbe in den Pfeilern. Damit wird der aus der Elastizitätslehre bekannte Wert  $\nu$  in den Formeln für  $H$ ,  $M_A$  und  $M_S$  kleiner. Dies hat zur Folge, daß der waagerechte Schub kleiner, das negative Kämpfermoment größer und das positive Scheitelmoment ebenfalls größer ist als bei starrer Einspannung. Diese Werte sind aber gerade diejenigen, die für die Querschnittsbemessung ausschlaggebend sind. Daher ergibt dieses Verfahren zu günstige Werte, d. h. die Querschnitte der Gewölbe, und zwar gerade die maßgebenden, werden ungünstiger beansprucht, als es die Rechnung ergibt, und damit muß die Lebensdauer infolge der damit verbundenen Überschreitung der zulässigen Spannungen beeinträchtigt werden.

Diesen Übelstand kann die vorgeschlagene Bauweise leicht abwenden. Berücksichtigt man die tatsächliche Wirkung der Gewölbereihen auch rechnerisch, so läßt sich die notwendige stärkere Bemessung der Querschnitte, z. B. im Kämpfer sehr leicht durch eine ohne weiteres mögliche größere Gewölbestärke erzielen, und im Scheitel sowie im mittleren Gewölbetaeil wird sich das gleiche Ergebnis durch die kleinste zulässige Zahl von Stahleinlagen, und zwar ohne größere Gewölbestärke leicht erreichen lassen.

Die Verbindung der beiden Baustoffe, des Ziegelmauerwerks und des Stahlbetons, ermöglicht trotz der erheblichen Unterschiede in den notwendigen Stärken der beiden Gewölbetaile, die durch die Verschiedenheit der Elastizitätswerte  $E$  bedingt sind, die Annahme eines unveränderlichen Wertes  $EJ$  für das ganze Gewölbe, wodurch eine einfache Art der statisch unbestimmten Berechnung möglich wird.

In der nachstehend entwickelten Berechnungsart eines Gewölbes aus zwei Baustoffen ist nachgewiesen, daß die Annahme eines unveränderlichen Wertes  $EJ$  zulässig ist. Die Berechnung ist für nicht starr Pfeiler unter vereinfachenden Annahmen bereits für eine Anzahl ausgeführter Gewölbereihen durchgeführt worden.

#### Berechnung eines Gewölbes aus zwei Baustoffen.

Die Berechnung wird in Anlehnung an das bekannte Berechnungsverfahren<sup>1)</sup> der Elastizitätslehre für den an beiden Enden eingespannten Bogen, das ist ein Gewölbe aus einem Baustoff, aufgestellt. Für ein

<sup>1)</sup> Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 2. Abt., 2. Aufl., § 29. Leipzig 1925, Alfr. Kröner.





Hierin werde gesetzt  $\left(\frac{E}{E_1}\right)^{2/3} = \omega$

$$EJ \int III = 2EJ \epsilon t \left(\frac{l}{2} - a_1\right) + 2EJ \epsilon_1 t_1 a_1 = 2EJ(\epsilon t a + \epsilon_1 t_1 a_1).$$

Die Summe der drei Integrale ist dann:

$$\frac{4}{45} \cdot f^2 l H - \frac{f l^2}{48} \cdot P + \frac{\delta^2}{12} (2a + 2a_1 \omega) H + 2EJ(\epsilon t a + \epsilon_1 t_1 a_1) = 0.$$

Hieraus folgt als Einfluß der Last P:

$$H = \frac{f l^2 / 48}{4/45 f^2 l + \delta^2 / 12 (2a + a_1 \omega)} \cdot P = \frac{45}{64} \cdot \frac{Pl}{f} \cdot \nu$$

$$\nu = \frac{1}{1 + 15/16 \delta^2 / f^2 l (2a + a_1 \omega)}$$

Dieser Beiwert  $\nu$  wird allen Werten von H zugefügt, wie es bei dem Gewölbe aus einem Baustoff zu geschehen hat.

Ist  $E = E_1$ , also z. B. wenn beide Baustoffe die gleichen sind, so wird  $\omega = 1$ , und der Beiwert nimmt den bekannten Wert<sup>2)</sup>

$$\nu = \frac{1}{1 + 15/16 \delta^2 / f^2} \text{ an.}$$

Der Einfluß der Temperatur ist entsprechend:

$$H_t = 2EJ(\epsilon t a + \epsilon_1 t_1 a_1) \nu.$$

Mit diesem Wert für  $H_t$  und dem zuvor errechneten Wert  $\nu$  ist damit die Berechnung des Gewölbes aus zwei Baustoffen zurückgeführt auf die bekannte Berechnung des Gewölbes aus einem Baustoff. Die Grenze zwischen den beiden Baustoffen kann dabei beliebig gewählt werden; die beiden mittleren Gewölbestärken  $\delta$  und  $\delta_1$  sind nur so zu wählen, daß  $EJ = E_1 J_1$  ist.

**Ausführungsbeispiel.**

Um die Bedeutung der Bauweise für Gewölbe aus zwei Baustoffen zu veranschaulichen, wird nachstehend geschildert, aus welchen Überlegungen die Bauweise entstanden ist. Eine bisher zweigleisige Eisenbahn, die ein Flußtal außer mit der eigentlichen Flußbrücke mit mehreren gewölbten Flutbrücken überschreitet, sollte auf viergleisigen Betrieb umgebaut werden. Die Flutbrücken haben bis zu acht Öffnungen. Die neuen Gleise sollen dicht neben den alten liegen. Die neuen Brücken müssen sich also in der Form den alten in wesentlichen Teilen anpassen, um vor allem die Abführung des Hochwassers nicht zu behindern.

Ein Gewölbe einer der alten Flutbrücken ist als Beispiel in Abb. 5 dargestellt. Es besteht aus Werkstein. Für die neuen Brücken sollten die Stärke der Mittelpfeiler, die Höhenlage des Gleises und die Höhenlage des Scheitels der Gewölbeunterkante beibehalten werden. Dagegen konnten die Gewölbekämpfer erheblich gesenkt werden. Damit ergab sich für die neuen Gewölbe, die in Ziegelmauerwerk mit Werksteinverblendung ausgeführt werden, die in Abb. 6 dargestellte Form. Für den Höhenunterschied zwischen Schienenoberkante und Scheitel der Gewölbeunterkante war das Maß  $a$  als Mindestmaß vorgeschrieben; damit war die Gewölbestärke im Scheitel beschränkt. Für die Berechnung der Gewölbe hatte die Verwaltung die Annahme starrer Einspannung der Gewölbe auch in den Mittelpfeilern vorgeschrieben. Unter dieser Annahme erwies sich auch für den Lastenzug N eine Scheitelstärke der Gewölbe von 0,91 m als ausreichend, die bei dem festgelegten Maß  $a$  für den Höhenunterschied zwischen Schienenoberkante und Gewölbescheitel auch zulässig war.

Nach Fertigstellung der Entwürfe wurden auf meine Anregung Modellversuche gemacht, um die Annahme der starren Einspannung der Gewölbe in den Mittelpfeilern auf ihre Sicherheit zu prüfen. Diese Versuche bestätigten meine ursprünglichen Voraussetzungen über die

<sup>2)</sup> Müller-Breslau, a. a. O., § 29.

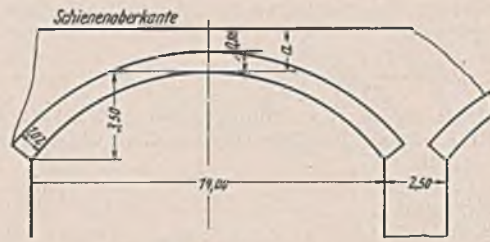


Abb. 5. Werksteingewölbe der alten Flutbrücken.

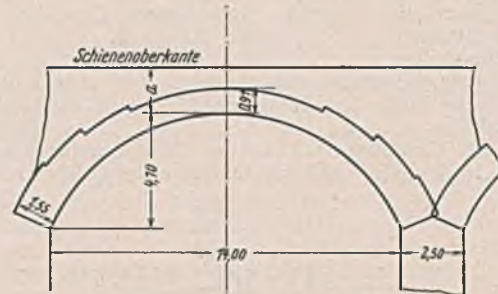


Abb. 6. Zunächst vorgesehenes Gewölbe der neuen Flutbrücken (Ziegelmauerwerk mit Werksteinverkleidung).

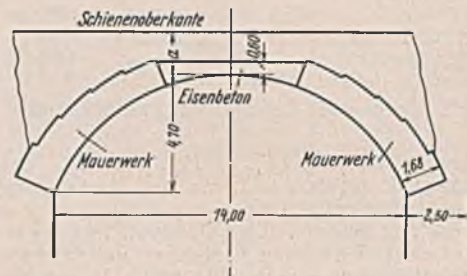


Abb. 7. Gewölbe der neuen Flutbrücken nach der Bauweise in zwei Baustoffen.

Leider ist wegen des Krieges die weitere Bauausführung eingestellt und die Verwendung der Bauweise bei anderen Aufgaben behindert. Sie eignet sich besonders für Gewölbe mit hohen Nutzlasten und großen positiven Momenten im Gewölbescheitel und für Gewölberetten, deren Pfeiler den waagerechten Schub aus einseitiger Verkehrslast nicht voll aufnehmen können und damit erhöhte positive Momente im Scheitel der belasteten Gewölbe unter Auftreten hoher Zugspannungen auslösen. Auch eignet sich die Bauweise für die Verstärkung überlasteter Gewölbe durch Einbau eines mittleren Streifens aus Stahlbeton.

Nachgiebigkeit der Pfeiler. Diese Nachgiebigkeit hat eine Abnahme des waagerechten Schubes im Gewölbe und damit ein sehr erhebliches Ansteigen des positiven Moments im Scheitelquerschnitt zur Folge. Beides wirkt in ungünstigem Sinne auf die Spannungen im Scheitelquerschnitt ein und macht eine wesentliche Verstärkung dieses Querschnitts unvermeidlich. Dabei wirkt sich für das Mauerwerk der Gewölbe die eingangs genannte Bestimmung der DIN 1075, nach der die Zugspannungen im Mauerwerk nicht nur bis zu 5 kg/cm<sup>2</sup>, sondern auch nur 1/5 der gleichzeitig auftretenden Druckspannung betragen dürfen, so ungünstig aus, daß sich die bisher festgelegte äußere Form der Gewölbe nicht aufrechterhalten ließ. Entweder müßte der Gewölbescheitel gesenkt, oder, was noch lästiger sein würde, das Gleis gehoben werden.

Diese Schwierigkeiten führten zu der Lösung, den mittleren Teil des Gewölbes aus Stahlbeton herzustellen. Damit war die neue Bauweise, die Deutsches Reichspatent ist, gefunden. Bei dieser Lösung genügt, unter Beachtung sowohl der verschiedenen Baustoffe als auch des Einflusses der Nachgiebigkeit der Gewölberetten, eine Scheitelstärke von 0,60 m (Abb. 7) bei Einlegung der geringsten zulässigen Stahleinlagen in den Beton.

Alle Rechte vorbehalten.

**Algebraische Abhängigkeiten zwischen preisbildenden Größen.**

Von Professor Dr.-Ing. Friedrich Hasse in Berlin.

Es wäre ein Irrtum, wollte man annehmen, daß mit der Baupreisverordnung und den von ihr abgeleiteten Preisbildungsgrundsätzen<sup>1)</sup> ein Stillstand eingetreten oder gar bereits ein Beharrungszustand erreicht sei. Wir stehen vielmehr erst am Anfang der neuen Entwicklung, die sich einzuläufen beginnt, aber noch stetiger Förderung und Vertiefung bedarf, um sich voll und dauernd auszuwirken.

Die Preisbildungsvorschriften sind nicht mathematisch unterbaut, weil einem großen Teil derjenigen, die dabei helfend oder mitarbeitend zu tun und insbesondere die Buchungsarbeit zu leisten haben, nur die Ziffer als Rechenhilfe zur Verfügung steht. Das hindert aber nicht, daß der Ingenieur, soweit er leitend oder prüfend mit der Preisbildung befaßt ist, sich auf sein mathematisches Handwerkszeug besinnt, um die zusammenfassenden Gesichtspunkte zu erkennen, die in der Preisbildung in ihrer jetzigen Gestalt bereits enthalten sind und nur der Freilegung bedürfen, um das Gesamtbild zu klären und sein Gefüge ins Licht zu stellen.

Abgesehen von einigen Besonderheiten, die das Gesamtbild nicht fühlbar beeinflussen, arbeitet die jetzige Preisbildung mit drei Rechnungsgrößen: dem Lohnanteil, dem Stoffanteil (sonstige Kosten) und den Gemeinkosten der Baustelle, die wiederum in Lohn- und Stoffanteil zerlegt sind.

<sup>1)</sup> Die vorschriftsmäßige Ermittlung der Baupreise, Schulungsheft der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie. Berlin 1941, Otto Elsner.

**I.**

Unter diesen Gemeinkosten nehmen die Bauzinsen eine Sonderstellung ein, die sich erst auswerten läßt, wenn man auf ihre begriffliche und rechnerische Entstehung eingeht.

Wenn man hier unter Bauzinsen im engeren Sinn den Zinsendienst des jeweils gebundenen Betriebskapitals versteht, so verhilft folgende Überlegung zu den einfachsten Ansätzen:

Ist eine vertragliche Bausumme  $R$  in  $n$  Monaten zu verbauen, so entfallen auf den einzelnen Monat durchschnittlich

$$(1) \quad r = \frac{R}{n} \text{ RM.}$$

Nimmt man monatliche Abschlagszahlungen an, so ergibt sich die dauernde Bindung des monatlich zu verbauenden Betrages  $r$  für die ganze Bauzeit und noch über diese hinaus, bis die letzte Zahlung geleistet ist. Diese letzte Verschiebung darf hier außer Ansatz bleiben, weil sie anderweit einfacher zu erfassen ist.

Bei einem laufenden Zinsfuß von  $p\%$  ergibt sich dann der Zinsbetrag, auf die ganze Bausumme bezogen, zu

$$(2) \quad z = \frac{R}{n} \cdot n \cdot \frac{p}{12} = \frac{Rp}{12} \text{ RM,}$$

der Zinssatz also zu

$$(3) \quad p' = \frac{p}{12} \%$$

unabhängig von Bauzeit und Bausumme.

Dabei kann die Bemessung von  $p$  für den Einzelfall offen bleiben, nur zur Veranschaulichung seien hier 6% gewählt, woraus sich

$$(4) \quad p^* = 0,5 \% \text{ ergibt.}$$

Nebenher geht noch der Zinsendienst für Sicherheitseinbehaltungen nach beendeter und im übrigen ausbezahlter Leistung.

Werden beispielsweise  $x\%$  der Bausumme auf  $t$  Jahre als Sicherheit einbehalten, so ist der Zinsbetrag für die Bausumme  $R$

$$(5) \quad z' = \frac{x}{100} \cdot \frac{p}{100} \cdot t R$$

und der Zinssatz

$$(6) \quad p'' = \frac{x}{100} \cdot \frac{p}{100} \cdot t,$$

also wiederum unabhängig von der Bausumme, aber im Gegensatz zu Gl. (3) und (4) abhängig von der Größe  $t$ , und zwar für jedes Jahr (mit  $x=5$ )

$$(7) \quad p = \frac{5}{100} \cdot \frac{6}{100} \cdot 1 = 0,003 = 0,3 \%$$

Nimmt man ein Jahr als Durchschnittsfrist für Einbehaltung und endgültige Abrechnung an, so ergibt die Verknüpfung der Gl. (4) u. (7) den Gesamtzinssatz zu

$$(8) \quad P = 0,5 + 0,3 = 0,8 \%.$$

So bequem diese Größe als Durchschnittsbehelf erscheinen mag, so eindringlich ist auf den Ursprung hinzuweisen, von dem die Annahmen für den jeweiligen Einzelfall auszugehen haben.

Wenn die Preisbildung, wie es heute die Regel sein wird, Vertragsbestandteil ist, liegen die im voraus gemachten Annahmen fest, solange sie eingehalten werden. Tritt eine Änderung ein, so haben Bauherr und Unternehmer gleichermaßen die Möglichkeit, eine nachträgliche Berichtigung herbeizuführen.

## II.

Mit diesem algebraischen Wege zur Bemessung der Bauzinsen ist aber noch nicht ihre zweckmäßigste Zuordnung im Gesamtbild der Rechnung erfaßt. Auch hierfür lassen sich gangbare Wege entwickeln.

Die bisher übliche Einreihung unter die Gemeinkosten der Baustelle bringt die Unbequemlichkeit mit sich, daß die zugrunde zu legende Bausumme noch nicht feststeht, also nur geschätzt werden kann, was für strenge Rechner die Notwendigkeit einer nachträglichen Berichtigung, also einer Wiederholung (Iteration) der ganzen Rechnung mit sich bringt. Bei den vielstelligen Zahlen, die hier oft in Frage kommen, wird man diese Mehrbelastung gern vermeiden, wenn dies mit einfachen und überzeugenden Mitteln möglich ist.

Diese Voraussetzung kann füglich als erfüllt gelten; wenn die Bauzinsen begrifflich und rechnerisch als Hundertsatz der Bausumme erkannt sind, so lassen sie sich auch, wie die übrigen nachträglichen Zuschläge (allgemeine Geschäftskosten, Wagnis, Gewinn, Umsatzsteuer) als Hundertsatz auf die Herstellkosten<sup>2)</sup> umrechnen, was einfach dadurch geschieht, daß man den (als Beispiel angenommenen) Zuschlägen

- 6 % für allgemeine Geschäftskosten
- 8 % für Wagnis und Gewinn
- 2 % für Umsatzsteuer

die obigen 0,8 % für Bauzinsen hinzuzufügt.

Diese insgesamt 16,8 % aufs Hundert der Herstellkosten werden mit der bekannten Umrechnung

$$(9) \quad z = \frac{16,8 \cdot 100}{100 - 16,8} = 20,2 \%$$

im Hundert der Bausumme.

Diese Einordnung und Herausstellung der Bauzinsen empfiehlt sich auch deshalb, weil sie ebenso wie die anderen Zuschlagsgrößen oft Gegenstand besonderer Prüfung, Auseinandersetzung und — wie eben gezeigt — nachträglicher Berichtigung sein werden. Alle diese Erörterungen und Berichtigungen lassen sich wesentlich leichter durchführen, wenn sie in den bequemer zugänglichen Endzahlen vorgenommen werden.

## III.

Eine dritte Anregung gilt nun der vereinfachten Ermittlung des endgültigen Zuschlages zum Lohnanteil.

Zunächst sei der Rechnungsgang ohne Fremdleistungen betrachtet, der auch sonst zweckmäßig als Vorstufe behandelt und geübt wird. Ist weiterhin

- $L$  der Gesamtbetrag des Lohnanteils,
- $S$  der Gesamtanteil Stoffe und Sonstiges,
- $l$  der Lohnanteil und
- $s$  der Stoffanteil der Gemeinkosten der Baustelle,

<sup>2)</sup> Auf anderem Wege auch bei Bazall-Baumeister, Preisermittlung und Veranschlagen, 7. Aufl., S. 53. Berlin 1938, Jul. Springer.

<sup>3)</sup> Vordruck 10, im übrigen auch Anm. 1.

so ist ihre Summe

$$(10) \quad S_1 = L + S + l + s$$

oder mit dem Zuschlag der Gl. (9)

$$(11) \quad S_2 = (L + S + l + s) \left( 1 + \frac{z}{100} \right).$$

Kürzt man diese Summe um den vorweg abzuziehenden Stoffanteil mit 10% Zuschlag (1,10 S), so ist

$$(12) \quad S_3 = (L + S + l + s) \left( 1 + \frac{z}{100} \right) - 1,10 S.$$

Dieser Betrag ergibt, durch  $L$  geteilt, den gesuchten Zuschlag  $x$  auf  $L$  zunächst in der Form

$$(13) \quad \frac{S_3}{L} = 1 + \frac{x}{100},$$

woraus

$$(13a) \quad x = 100 \cdot \frac{S_3 - L}{L}.$$

Durch Einsetzen aus Gl. (12) ergibt sich zunächst

$$(14) \quad x = \frac{100}{L} \left[ (L + S + s + l) \left( 1 + \frac{z}{100} \right) - 1,10 S - L \right]$$

oder

$$(14a) \quad x = z + \frac{S}{L} (z - 10) + \frac{l + s}{L} (100 + z).$$

Wird hierin — wiederum nur des Beispiels wegen — der in Gl. (9) benutzte Wert von  $z$  eingeführt, so ergibt sich die einfache Endgleichung:

$$(15) \quad x = 20,2 + 10,2 \cdot \frac{S}{L} + 120,2 \cdot \frac{l + s}{L} \quad (\text{aufs Hundert des Lohnanteils}).$$

Man bedarf also nur der hier mit dem Rechenschieber genau genug erfaßbaren Verhältniszahlen  $S:L$  und  $(l+s):L$ , um die gesuchte Endzahl zu finden.

Die Gleichung gibt ferner Aufschluß über die Abhängigkeit der bedingenden Größen voneinander. Sie zeigt die Abnahme von  $x$  mit steigendem  $L$  und die Zunahme mit steigendem  $S$  einerseits und  $l+s$  (Gemeinkosten) andererseits.

Hierin liegen grundlegende Prüfungsmerkmale für die bedingte und unbedingte Angemessenheit des Wertes von  $x$  und für den Vergleich verschiedener Angebote miteinander sowie für die Sammlung allgemeiner Vergleichs- und Erfahrungswerte.

Dies ist besonders dann von Bedeutung, wenn Angebote miteinander zu vergleichen sind, die textlich und in den Vordersätzen unterschiedlich gegliedert sind. Hier ist jedenfalls die Prüfungsmöglichkeit zwingender und genauer als bei Heranziehen sogenannter Vergleichspreise, die oft genug gar keine wirklichen Vergleichsmerkmale aufweisen.

Sind außerdem Fremdleistungen im Gesamtbetrag  $F$  zu berücksichtigen, die einen von  $z$  abweichenden Zuschlag  $z'$  erfordern, so erweitert sich Gl. (14a) sinngemäß zu

$$(16) \quad x = z + \frac{S}{L} (z - 10) + \frac{F}{L} (z' - 10) + \frac{l + s}{L} (100 + z).$$

Eine nochmalige rechnerische Entwicklung, die dieses Ergebnis bestätigen würde, erübrigt sich, weil die Glieder mit  $S$  und  $F$  vollkommen gleichartigen Aufbau zeigen und nur durch die unterschiedlichen Werte von  $z$  und  $z'$  voneinander abweichen.

## IV.

Der Vollständigkeit halber sei noch auf diejenigen Kostenteile eingegangen, die unverändert durchlaufen und nur mit Hinzufügung der abzuführenden Umsatzsteuer in Rechnung gestellt werden. Hierunter fallen nur solche Beträge, die im voraus nicht übersehbar sind und deshalb von Fall zu Fall unmittelbar erstattet werden (z. B. Auslösungen, Fahrgehalte usw. für nicht entsandte Arbeitskräfte). Sie werden im Anschlag, wenn sie überhaupt in Erscheinung treten, nur statistisch ohne Verbindlichkeit für beide Teile geführt und stehen außer Beziehung zur eigentlichen Vertragssumme. Dies zeigt sich auch in ihrer rechnerischen Behandlung gemäß Vordruck 10<sup>3)</sup>, wo sie ebenfalls nur statistisch geführt werden und für die weitere Zuschlagsrechnung außer Ansatz bleiben, weil sie nicht zu den Herstellkosten im engeren Sinne gehören.

Damit ist die Allgemeingültigkeit der Gl. (16) abschließend dargetan. Zum Schluß sei nochmals eindringlich darauf hingewiesen, daß die angeführten Zahlenbeispiele nur der Veranschaulichung dienen und weder als Festwerte noch als Gebrauchsformeln anzusprechen sind. Der algebraische Weg ist eigens deshalb beschränkt worden, um überall volle Beweglichkeit für die einzusetzenden Zahlenwerte zu sichern und diese jeder erforderlichen Nachprüfung und Berichtigung zugänglich zu halten. Die bisherige Ermittlung<sup>1)</sup> nach den für die Zifferrechnung geltenden Vorschriften wird dadurch ebensowenig beeinträchtigt wie die Untersuchungen über das Verhältnis zwischen Stoffanteil und Lohnanteil in Beziehung zu den Zuschlagsgrößen.

## Vermischtes.

**Berechnung und Ausführung von Holzbrücken (DIN 1074).** Die neuen Vorschriften sind, nachdem sie am 18. Oktober 1941 vom Reichsarbeitsminister als Richtlinie für die Baupolizei eingeführt waren, in dieser Zeitschrift bereits in einem Aufsatz von Oberregierungs- und -baurat Wedler<sup>1)</sup> besprochen worden. Sie sind jetzt im Wortlaut im Ztbl. d. Bauv. 1941, Heft 47/48, S. 783, abgedruckt. Der Preußische Finanzminister hat die Vorschriften mit Runderlaß vom 12. 11. 41 — Bau 2111/6/18. 10. — ebenfalls eingeführt.

## Zuschrift an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Verteilung des Erddrucks über die Wände ausgesteifter Baugruben<sup>2)</sup>.

Herr Oberingenieur Klenner geht von den Versuchen aus, die Dr.-Ing. Spilker in der Baugrube in der Hermann-Göring-Straße in Berlin vorgenommen hat, und veröffentlicht eine Reihe weiterer Untersuchungen, die nach demselben Verfahren angestellt worden sind. Er weist darauf hin, „daß dem Meßverfahren zweifellos noch gewisse Unsicherheiten anhaften, die in der Abweichung der gemessenen Kraftdehnungslinien von den theoretisch zu erwartenden zum Ausdruck kommen“. Weiter sagt er dann, daß Vergleichsmessungen nach einem anderen Verfahren in Vorbereitung sind.

Es wird sich empfehlen, erst die Ergebnisse dieser Vergleichsmessungen abzuwarten, denn nach meinen bei den ersten Versuchen von Dr.-Ing. Spilker gemachten persönlichen Erfahrungen hätten dem hier angewendeten Meßverfahren doch noch derartige Ungenauigkeiten an, daß von einer einigermaßen sicheren Feststellung der ursprünglichen wirklichen Steifenkräfte dabei nicht gesprochen werden kann. Den Beweis dafür liefert schon die Abb. 6 des Aufsatzes Spilker<sup>3)</sup>, die das Lockerwerden des Futters erst bei einer gemessenen Dehnung von etwa  $\delta = 1,3$  mm und einer Presskraft von rd. 18,5 t angibt, während das Futter in Wirklichkeit bereits viel früher, etwa bei  $\delta = 0,02$  bis 0,03 mm, entlastet gewesen sein muß und nur durch das Verdrehen der U-Eisen stellenweise festgeklemmt gewesen ist, ohne sich jedoch an der Lastübertragung zu beteiligen. Die wirkliche Steifenbelastung war also in diesem Falle nur ein Bruchteil der in Abb. 6 angegebenen 17 t. Der größte Teil dieser 17 t wurde vielmehr zur Überwindung der Widerstände der U-Eisengurtungen und zur Beseitigung der Unebenheiten zwischen den verschiedenen Anlageflächen der Holz- und Eisenteile aufgewendet. Wenn Dr.-Ing. Spilker in seiner damaligen Veröffentlichung davon spricht, daß „offenbar infolge Nachgebens der Baugrubenwände eine Art Fließen“ bei einigen seiner Versuche eingetreten ist, so zeigt diese Feststellung, daß der Pressdruck in diesen Fällen wahrscheinlich bis zur Überwindung des „Erddruckstandes“ hinter der Bohlenwand gesteigert war, und daß man bei diesem Verfahren demnach nicht von „Erddruckmessungen“, sondern von „Erddruckstandsmessungen“ sprechen muß.

Da die jetzt von Herrn Klenner veröffentlichten neuen Ergebnisse nach dem gleichen Meßverfahren ermittelt worden sind, muß nach den vorstehenden Ausführungen damit gerechnet werden, daß die dabei gemessenen Steifenkräfte ebenfalls viel größer als die wirklich vorhandenen Steifenbelastungen aus den Erddruckständen sind.

Meine Ansicht<sup>4)</sup>, „daß Bohlen, Außenrammträger und Steifen bei ordnungsmäßiger Ausführung keine anderen Kräfte aufzunehmen haben als die durch das Antreiben der Kelle auftretenden Keilkräfte“, ist jedenfalls durch die Ausführungen des Herrn Klenner durchaus nicht widerlegt. Unter ordnungsmäßiger Ausführung ist dabei allerdings die Anpressung der Bohlen bis möglichst zur vollen Tragfähigkeit zu verstehen.

Die neuen Meßergebnisse stimmen immerhin auch mit der von mir vertretenen Auffassung überein, daß besonders im unteren Drittel der Baugrube bei weitem nicht die Kräfte in den Steifen vorhanden sind, wie wir sie Ihnen nach der bisherigen Erddruckberechnung zugewiesen haben, und daß hier bei richtiger Bemessung nach den tatsächlich vorhandenen Kräften erhebliche Ersparnisse an wichtigen Baustoffen zu erzielen sind. Im übrigen habe ich bereits in meinem Aufsatz darauf hingewiesen, daß die nach dem bisherigen Verfahren berechneten oberen Steifenlagen und Bohlen dann sehr stark überbelastet werden können, wenn die schwächeren Bohlen besonders fest verkeilt worden sind. Zu einer Überbelastung der oberen Bohlen kann es auch dann kommen, wenn stählerne Fahrbahn- oder Aussteifungsträger bei starkem Temperaturanstieg große Druckkräfte auf die Außenrammträger ausüben können.

Dem von Herrn Klenner im Schlußabschnitt gemachten Vorschlag, möglichst bei jedem derartigen Bauvorhaben entsprechende Großmeßversuche anzustellen, kann ich nur zustimmen. Dabei möchte ich jedoch darauf hinweisen, daß nach meiner Ansicht bei einer Baugrubenaussteifung überhaupt nicht von „Erddruckmessungen“ gesprochen werden kann, da die ganze Ausführung einer ordnungsmäßigen Baugrubenaussteifung vom ersten Hammerschlag an auf die Erzeugung von „Erddruckstand“ eingestellt ist. Wollte man hierbei wirklich den „Erddruck“ messen, dann müßte erst das Einbaugerüst mit den Meßeinrichtungen aufgestellt und dann mit Erde hinterfüllt werden. Die in einer Baugrube auftretenden Bohlen- und Steifenbelastungen können nur dann einigermaßen genau gemessen werden, wenn mit dem Beginn der ersten Schalungs-

arbeiten elektrische Kontaktmeßdosens in besonders herzurichtende Steifenzüge so eingebaut werden, daß alle sonst aus den Widerständen der U-Eisengurtungen der Mittelrammwände sich ergebenden Ungenauigkeiten ausgeschaltet und die während der ganzen Bauzeit bis zum Verfüllen der Baugrube auftretenden Kräfte fortlaufend aufgezeichnet werden. Dabei könnten dann auch noch die Einflüsse seitlicher Belastungen und Erschütterungen und die durch klimatische Ursachen bedingten Änderungen der Steifenbelastungen festgestellt werden. Die sich aus diesen Aufzeichnungen ergebenden Belastungsbilder könnten dann als einwandfreie Unterlage für die endgültige Festlegung eines neuen Berechnungsverfahrens dienen.

R. Kerger.

## Erwiderung.

Die Ansicht des Herrn Kerger, daß bei dem Verfahren für die Durchführung der Steifendruckversuche nicht der Erddruck, sondern der Erdwiderstand gemessen wird, ist bereits als Erwiderung auf eine Zuschrift des Herrn Professors Dörr von Herrn Dr. Spilker überzeugend widerlegt worden<sup>5)</sup>. Es kann deshalb auf diese Ausführungen verwiesen werden.

Wenn Herr Kerger weiter schreibt: „Der größte Teil dieser 17 t wurde vielmehr zur Überwindung der Widerstände der U-Eisengurtungen und zur Beseitigung der Unebenheiten zwischen den verschiedenen Anlageflächen der Holz- und Eisenteile aufgewendet“, so ist dazu zu bemerken, daß, wenn in diesem Fall die Widerstände der U-Eisengurtungen usw. den größten Teil von 17 t, d. h. doch wohl mindestens 10 t betragen, dann nicht einzusehen ist, daß diese Widerstände in anderen Steifenlagen regelmäßig erheblich geringer sein sollen, denn es ergaben sich z. B. in der 4. Steifenlage Kräfte von zum Teil nur 4,5 t. Bei anderen Versuchen, die ich bei gleicher Anordnung der Steifen, Futterstücke usw. durchführte, ergaben sich bei fest angekeilten Steifen sogar nur Werte von rd. 1,5 t, d. h. Kräfte, die zweifellos allein durch das Ankeilen hervorgerufen werden. Die Ungenauigkeiten, die durch die Widerstände in der Aussteifung selbst in die Messungen hineinkommen, müssen also verschwindend klein sein.

Im übrigen dürfte auch schon aus der eingehenden Beschreibung des Meßverfahrens in dem Aufsatz von Herrn Dr. Spilker ganz klar hervorgehen, daß die Abweichung der praktisch gemessenen Linie von der theoretischen von geringer Bedeutung ist. Entscheidend ist allein die Neigung und Lage des zweiten Astes der Linie. Ob die bis zur Lockerung des Stempels sich ergebenden Dehnungen aus irgendwelchen Gründen größer oder kleiner sind, ist ohne Einfluß. Daß dem Meßverfahren zweifellos noch gewisse Unsicherheiten anhaften, habe ich lediglich gesagt, um darauf hinzuweisen, daß sich die Versuchsanordnung zweifellos noch verbessern läßt, und daß bei Messungen nach anderen Verfahren, wozu in der heutigen Zeit die Meßgeräte bisher leider nicht zu beschaffen waren, sich Ergebnisse erzielen lassen, bei denen alle Zweifel von vornherein ausgeschlossen sind.

Auf den Aufsatz<sup>6)</sup> des Herrn Kerger kann hier aus Raumgründen nicht eingegangen werden.

Das Ergebnis der von mir mitgeteilten Messungen weicht von den bisher üblichen Belastungsannahmen stark ab und bedeutet, daß besonders bei tiefen Baugruben einzelne Bauteile stark gefährdet sind. Ich hielt es deshalb für meine Pflicht, diese Ergebnisse schon jetzt mitzuteilen, denn an der Verteilung des Erddrucks über die Baugrubenwand selbst wird sich nichts ändern, auch wenn noch genauere Meßverfahren geringe Abweichungen der Einzelmessungen ergeben sollten.

Dipl.-Ing. Klenner.

Der Herr Einsender der Zuschrift hat auf Vorschlag der Schriftleitung der Raumersparnis halber auf eine weitere Erwiderung verzichtet.

Die Schriftleitung.

## Personalmeldungen.

**Deutsches Reich. Straßenwesen.** Die Große Staatsprüfung im Wasser-, Kultur- und Straßenbaufach bestanden die Regierungsbaureferendare Enno Peters, Aurich, und Theodor Nieder, Braunschweig.

Die Große Staatsprüfung im Eisenbahn- und Straßenbaufach bestand der Regierungsbaureferendar Franz Völker, Hornburg, Krs. Wernigerode.

Versetzt: Regierungsbauassessor Karl Müller von der Staatlichen Bauleitung für die Ostmarkstraße in Regen an das Straßen- und Flußbauamt Kaiserslautern.

Verstorben: der Vorstand des Landesbauamts Trier, Provinzialbaurat Lichtken. Mit der Wahrnehmung der Dienstgeschäfte des Bauamtsvorstandes ist vertretungsweise Provinzialbaurat Maier in Trier beauftragt.

<sup>5)</sup> Bautechn. 1937, Heft 12, S. 150.<sup>6)</sup> Zur Frage der Berechnung der Baugrubenaussteifungen. Bautechn. 1940, Heft 49, S. 563.

**INHALT:** Brücken im Landschaftsbilde. — Grundsätzliches über Modellmessungen der Formänderungen und Spannungen von verankerten Hängebrücken. (Fortsetzung) — Gewölbe aus zwei Baustoffen. — Algebraische Abhängigkeiten zwischen preisbildenden Größen. — Vermischtes: Berechnung und Ausführung von Holzbrücken (DIN 1074). — Zuschrift an die Schriftleitung. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1941, Heft 46/47, S. 503 — Veränderter Sonderdruck mit Wortlaut der DIN 1074 im Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 9.<sup>2)</sup> Bautechn. 1941, Heft 29, S. 316.<sup>3)</sup> Bautechn. 1937, Heft 1, S. 17.<sup>4)</sup> Zur Frage der Berechnung der Baugrubenaussteifungen. Bautechn. 1940, Heft 49, S. 563.