

**Zeitschrift:** IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht

**Band:** 7 (1964)

**Artikel:** Schiefe und gekrümmte Hohlkasten in Theorie und Versuch

**Autor:** Hutter, G.

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-7871>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 18.02.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## IIIa2

### Schiefe und gekrümmte Hohlkasten in Theorie und Versuch

*Skew and Curved Box-girders, Theory and Research*

*Poutres-caissons biaises et courbes selon la théorie et dans les essais*

G. HUTTER

Dr. Ing., München, Deutsche Bundesbahn

Ähnlich wie die Straße ist die Eisenbahn in bebautem Gelände gezwungen, in Anpassung an eine zügige Linienführung bei beliebigen Kreuzungswinkeln und kleinster Bauhöhe ohne sperrende Gerüste Brücken zu erstellen, die elegant und trotzdem wirtschaftlich sind. Eine Lösung bieten die geschweißten Hohlkasten, mit denen der Stahlbau der Vielgestaltigkeit des Spannbetons Gleichwertiges an die Seite stellen kann.

Die Deutsche Bundesbahn hat die Hohlkasten wegen ihrer Torsionssteifigkeit besonders auch bei schiefen Ausführungen in der Geraden und in der Kurve vorteilhaft verwendet. Zum Vergleich von Theorie und Versuch wird im folgenden an Querschnitten von drei Brücken dieser Bauweise gezeigt, wie sich gerechnete und gemessene Spannungen zueinander verhalten. Die drei Bauwerke sind schief; sie unterscheiden sich aber in konstruktiver Hinsicht und in ihrer Lagerung.

Zu der Versuchsdurchführung ist zu sagen, daß die Dehnungen in den meisten Meßpunkten zur Erhöhung der Meßgenauigkeit in 4 um jeweils 45° gedrehten Richtungen ermittelt wurden, um daraus die Hauptspannungen nach Größe und Richtung zusammen mit den Schubspannungen ableiten zu können. Dadurch, daß die Messungen nur auf *einer* Seite der Wände durchgeführt sind, werden die Verbiegungserscheinungen nicht ausgeschaltet. Viele Versuche an senkrechten und schrägen Hohlkasten haben zumeist eine gute Übereinstimmung mit der Theorie ergeben, wobei die gemessenen Werte zwischen 90 und 100% der gerechneten lagen.

#### Fall 1. Hohlkasten nur mit Endscheiben

Die hier behandelte Konstruktion der eingleisigen *Holzbachbrücke* mit Schotterbett (Fig. 1a) stellt einen Grenzfall insofern dar, als der zweizellige Hohlkasten von 22,0 m Stützweite nur schräge Endquerscheiben hat. Der in Feldmitte eingebaute leichte Querträger ist mit dem oberen und unteren Deckblech nicht verbunden. Die theoretische Untersuchung des einfach statisch unbestimmten torsionssteifen Hohlkastens wurde nach WANSLEBEN [1]

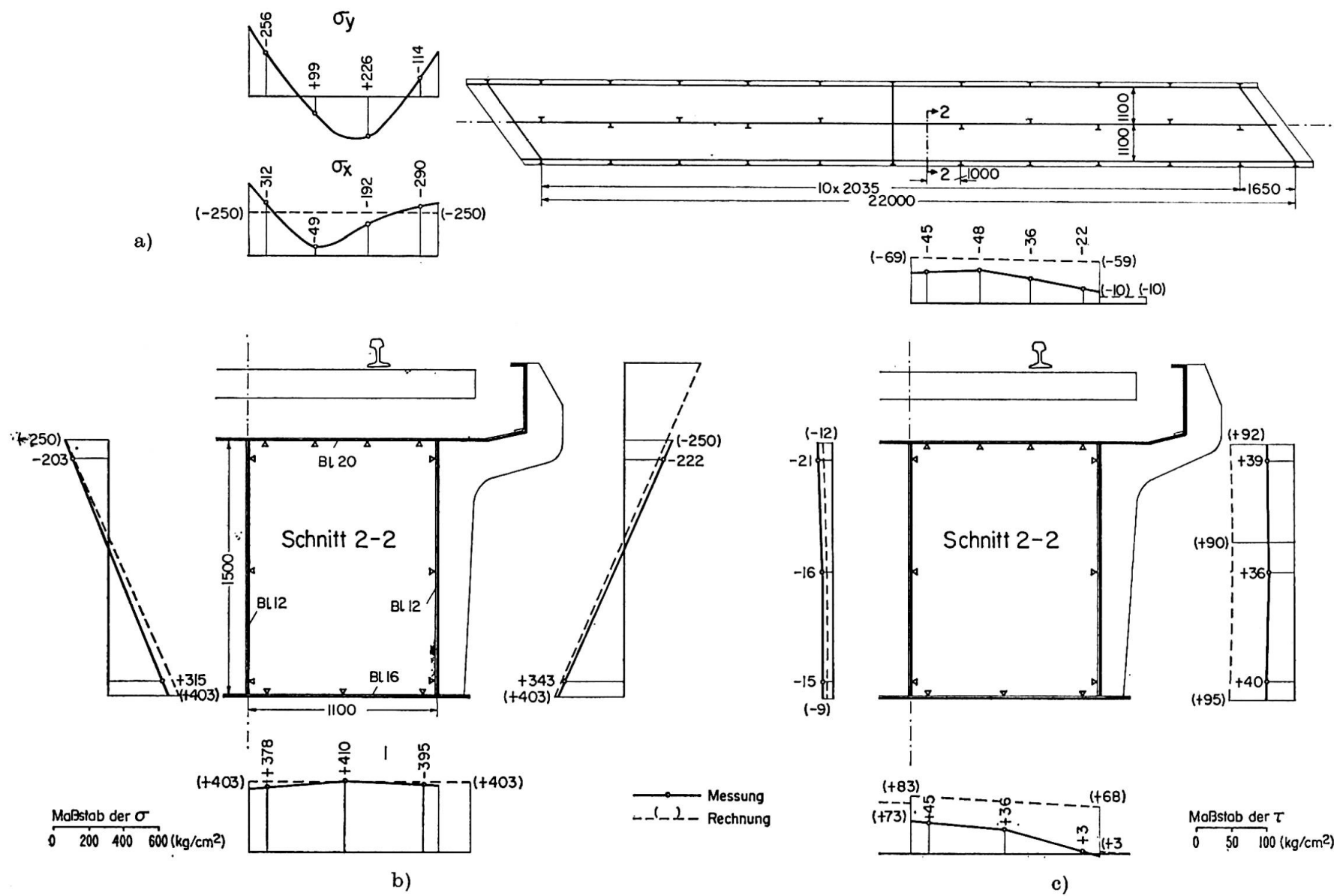


Fig. 1. a) Grundriß. b) Spannungen  $\sigma_x$ . c) Schubspannungen  $\tau_x$ .

durchgeführt. Trotz des Fehlens von Querscheiben im Feld wird eine gleichmäßige Belastung der 3 Hauptträger angenommen, da die Schwellen in ähnlicher Weise verteilend wirken.

Von den untersuchten 3 Schnitten ist in Fig. 1b und 1c Schnitt 2, der 1,035 m außerhalb der Mitte liegt, bei vollbelasteter Öffnung mit seinen gemessenen und gerechneten Spannungswerten dargestellt. Im Schnitt ergaben sich ein rechnerisches Biegemoment  $M_B = 332 \text{ tm}$ , eine Querkraft  $Q = -13,6 \text{ t}$  und ein Torsionsmoment  $M_D = 82,7 \text{ tm}$ . Unter Berücksichtigung der Schotterbettabschlüsse, die in der Festigkeitsberechnung vernachlässigt sind, zeigt sich im unteren Deckblech und in den Stegen eine gute Übereinstimmung von Versuch und Theorie für die Spannungen  $\sigma_x$ . Das obere Deckblech wird infolge der unmittelbaren Auflast aus den Schwellen durchgebogen, wobei zum Vergleich noch die quergerichteten Spannungen  $\sigma_y$  angegeben sind. In einem nicht dargestellten Schnitt, der unter einer durch eine Achse belasteten Schwelle liegt, konnte aus diesem Spannungsbild über die daraus abgeleiteten lotrechten Drücke die Schwellenlast zu rund  $1/2$  der Achslast ermittelt werden, eine Folge der elastischen Nachgiebigkeit der Schwellen im Schotterbett, die die Achslasten auf mehrere Schwellen verteilt.

Fig. 1c enthält die Summe der Schubspannungen aus Querkraft und Torsionsmoment:  $\tau_x = Q S / I t + M_D / 2 F_R t$ . Bei Schnitt 2 und den anderen beiden untersuchten Schnitten zeigte sich, daß die gemessenen Werte im äußeren Stegblech und in den beiden Deckblechen, den Teilen mit Torsionsschubspannungen, gegenüber der Rechnung etwa um den halben Wert der Torsionsschubspannungen differieren, im äußeren Steg z. B. um  $+90 - 37 = +53 \text{ kg/cm}^2$  bei  $\tau_{Tors} = +104 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Versuche ergaben im äußeren Steg eine starke Divergenz zwischen den gemessenen Schubspannungen und den Rechnungswerten. Die Ursache liegt zum Teil in der Nichterfüllung der gemachten Voraussetzungen für die Lasteinleitung in die drei Hauptträgerstege und zum anderen Teil darin, daß die Anordnung von schrägen Endscheiben allein eine teilweise Umlagerung der für den unverformbaren Rechteckquerschnitt rechnerisch ermittelten Torsionsmomente in Biegemomente erzwingt. Daraus erklärt sich auch, daß die gemessenen Biegespannungen teilweise größer sind als die gerechneten.

## Fall 2. Hohlkasten mit schrägen Querscheiben

Es handelt sich hier um die Unterführung der *Bornstraße* in Dortmund, bestehend aus 5 einleisigen Überbauten mit Schotterbett, die als schräge Durchlaufträger mit  $2 \times 17,425 \text{ m}$  Stützweite und einzelner Mittelstütze (Fig. 2a) ausgebildet sind. Die schrägen Querscheiben liegen im Abstand von 1,935 m. Der Hohlkasten ist als torsionssteifes 2fach statisch unbestimmtes Gebilde berechnet.

Als interessant sind die Ergebnisse in den 3 Meßschnitten 31, 32 und 33 (Fig. 2b) an der Mittelstütze für Vollbelastung beider Öffnungen aufgetragen. Die Schnitte sind in 37 cm Abstand gelegt, um den Spannungsverlauf im Gebiet der Einleitung der großen Stützenkraft genauer darstellen zu können. Fig. 2c zeigt die gemessenen Schubspannungen  $\tau_x$  in den 3 Schnitten. Die Symmetrie zur Mitte ist gewahrt. Die Auflagerkraft wird über die mittlere Querscheibe in die beiden Stegbleche eingeleitet. Das untere Deckblech ist am Schubfluß anders beteiligt als die übliche Theorie erwarten läßt.

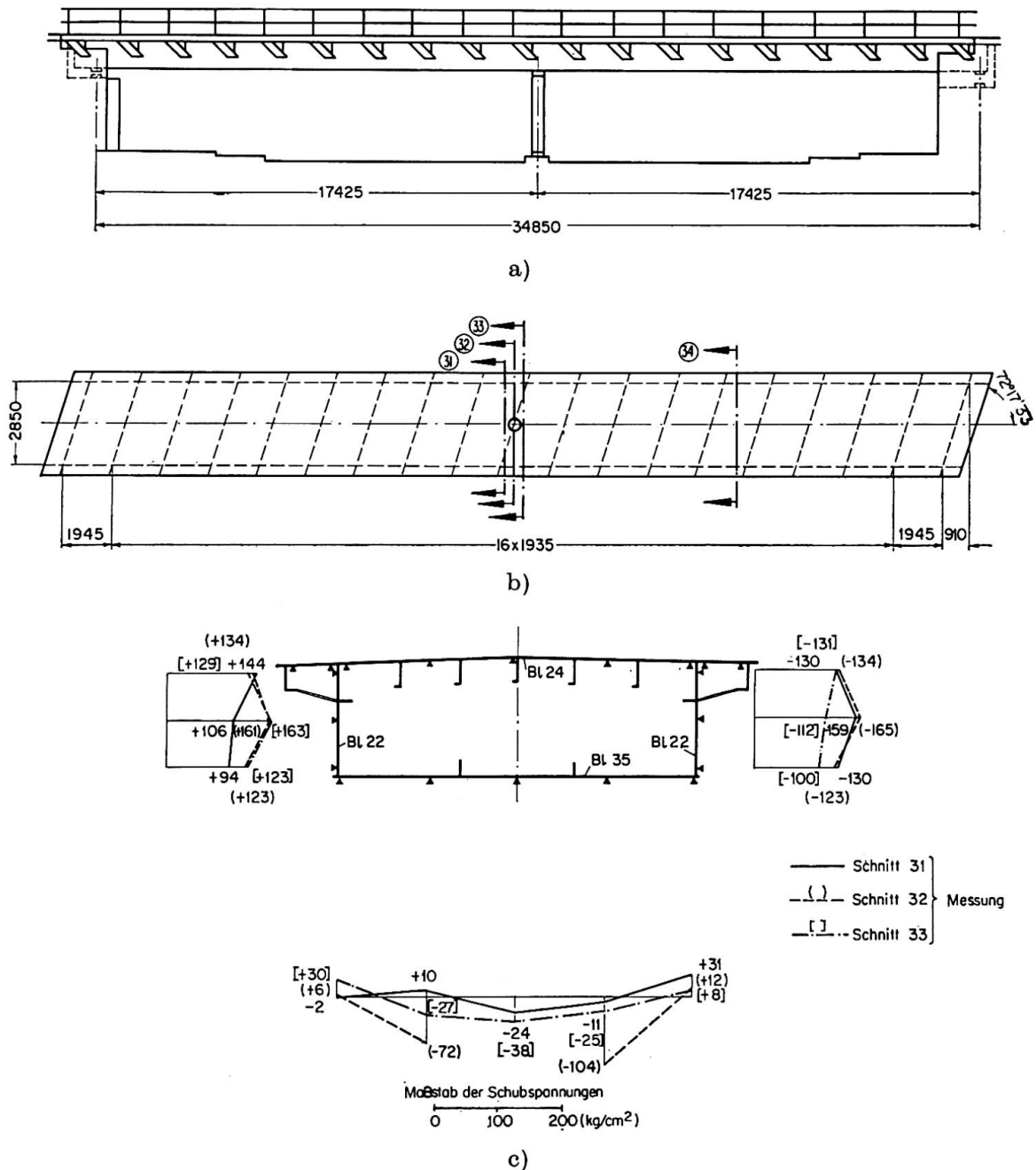
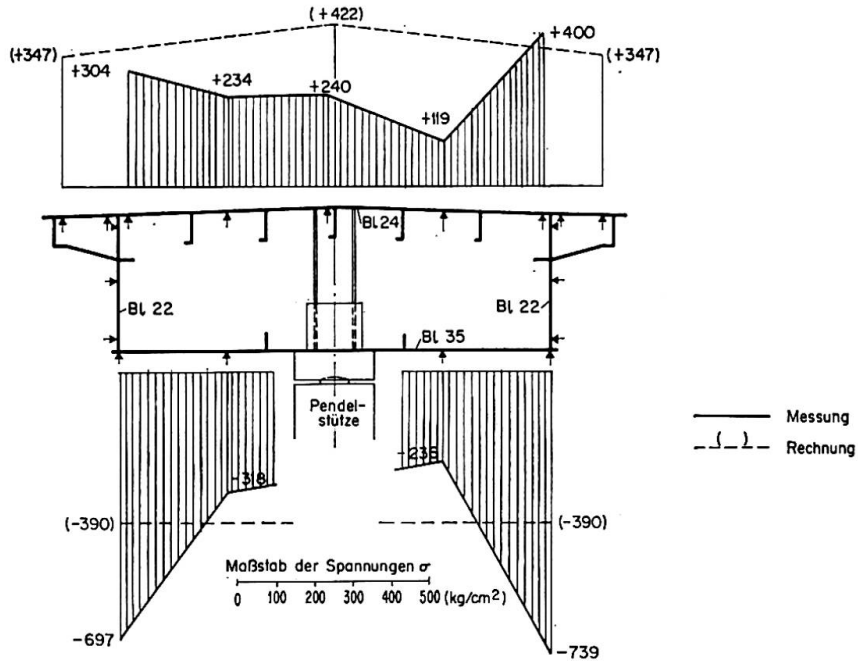
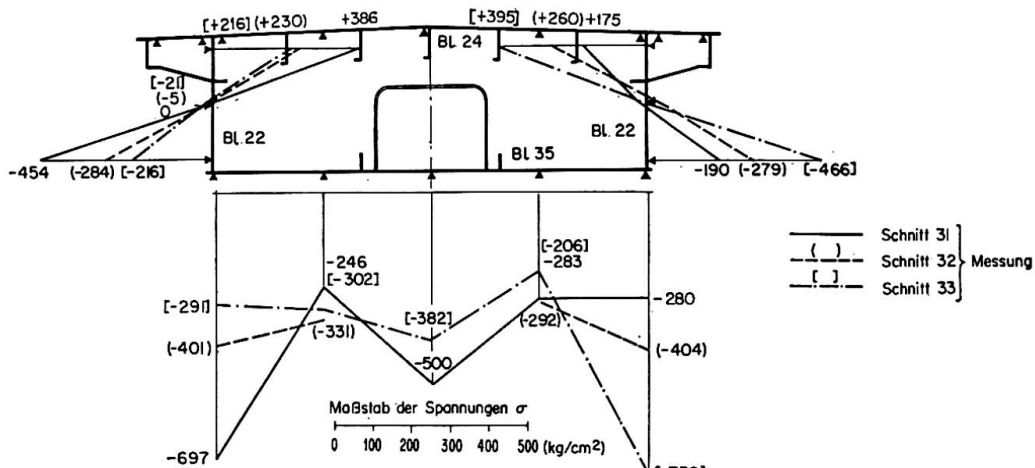


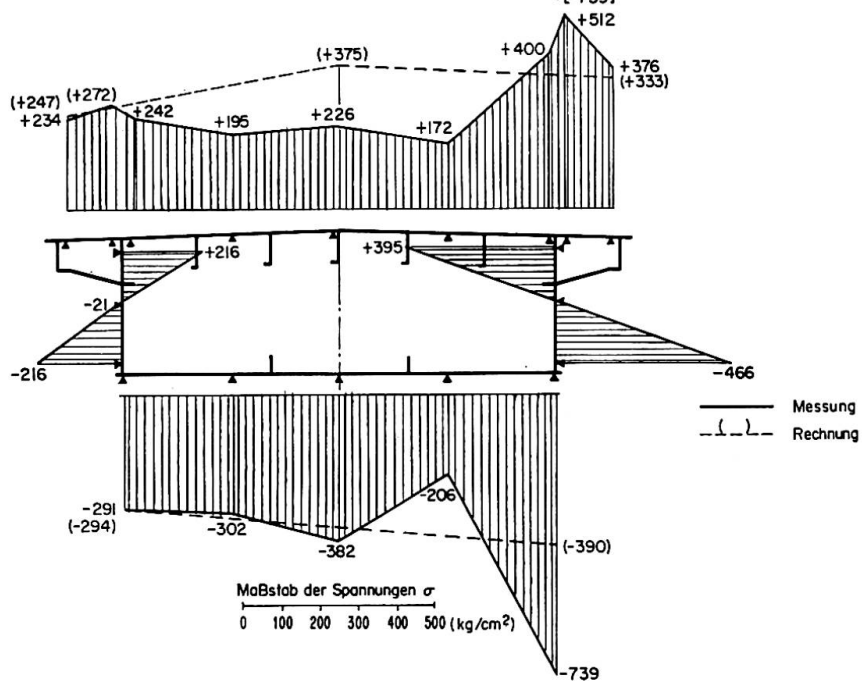
Fig. 2. a) Ansicht. b) Grundriß. c) Schubspannungen  $\tau_x$  in den Schnitten 31, 32, 33. d) Spannungen  $\sigma_x$  im Schrägschnitt an der Stütze. e) Spannungen  $\sigma_x$ . f) Spannungen  $\sigma_x$  im Schnitt 33.



d)



e)



f)

Die gemessenen Spannungen  $\sigma_x$  zeigen im Schrägschnitt an der Stütze (Fig. 2d) gegenüber den rechnerischen Werten bei voller Mitwirkung der Deckbleche große Spannungsspitzen an den Rändern und einen Abfall gegen die Mitte zu. Diese Erscheinung der Spannungserhöhung ist der Verminderung der mitwirkenden Plattenbreite an den Einleitstellen von Einzellasten zuzuschreiben, eine Erscheinung, die METZER [2] und CHWALLA [3] bereits eingehend theoretisch untersucht haben. Die Spannungsspitze hat als Größtwert  $-739 \text{ kg/cm}^2$  gegenüber  $-390 \text{ kg/cm}^2$  nach der Rechnung. Die Spitze wird rasch abgebaut, wie Fig. 2f zeigt; bei 74 cm Abstand sind Messung und Rechnung etwa gleich groß, z. B. an der linken Seite des unteren Flachblechs  $-291 \text{ kg/cm}^2$  der Messung gegen  $-294 \text{ kg/cm}^2$  der Rechnung. Die Symmetrie nach beiden Seiten zeigt Fig. 2e, ein Beweis dafür, daß die Meßwerte richtig sind, wenn auch durch das Messen auf der Außenseite allein Verbiegungen, die den Spannungsverlauf stören, nicht ausgeschaltet werden. Damit kann man auch die größeren Abweichungen zwischen dem unteren Meßpunkt im rechten Stegblech mit  $-466 \text{ kg/cm}^2$  gegenüber dem Randwert im Bodenblech mit  $-739 \text{ kg/cm}^2$  erklären.

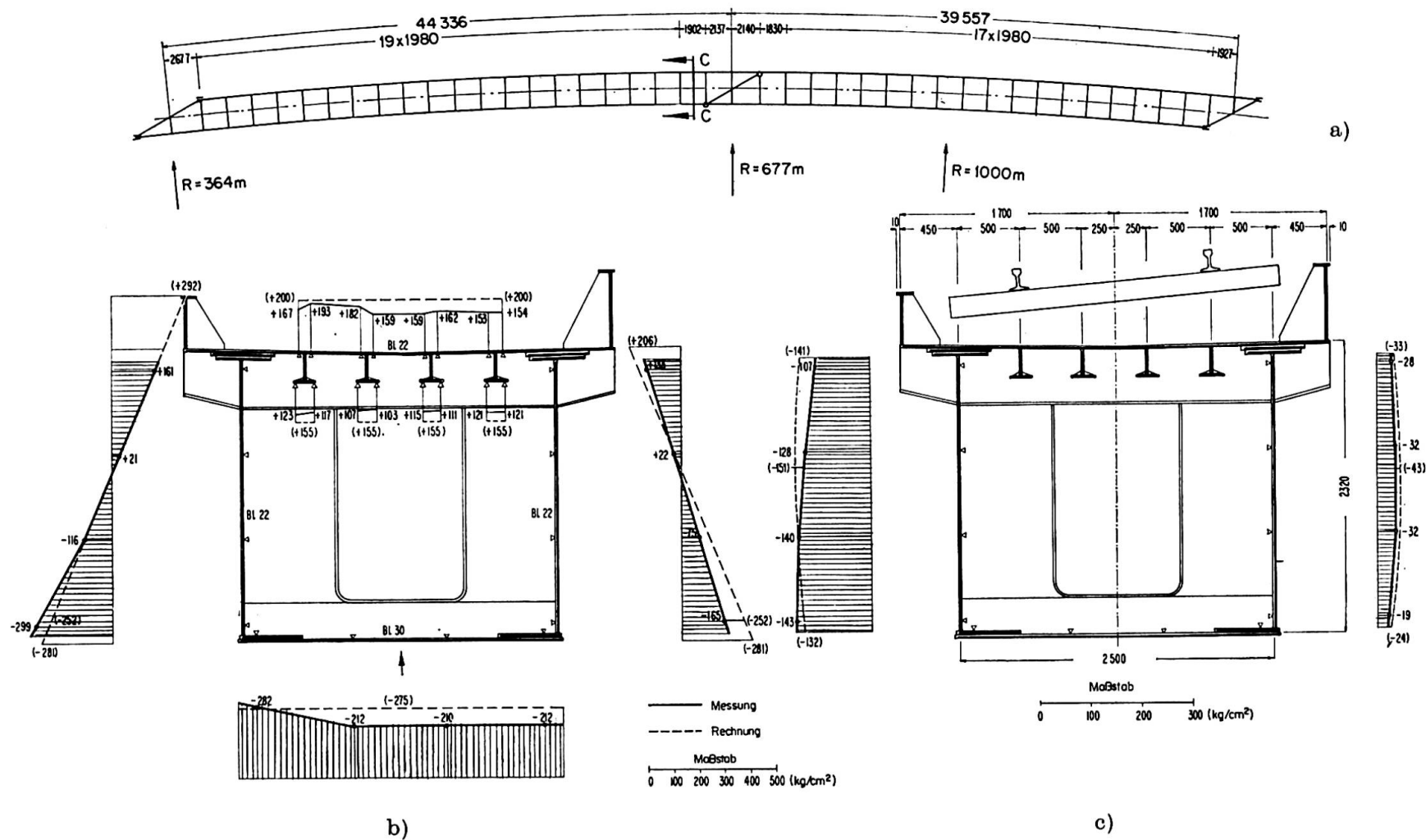
### Fall 3. Gekrümmter Hohlkasten mit senkrechten Querscheiben

Zur Erläuterung für diese Bauart werden die Ergebnisse der Versuche an der Unterführung der *Stresemannstraße* in Hamburg [4] in einem Schnitt dargestellt. Das Bauwerk ist wieder eingleisig, hat ein Schotterbett und läuft über zwei Felder mit Stützweiten von  $44,336 \text{ m} + 39,557 \text{ m}$  durch (Fig. 3a). Die Widerlager und der Pfeiler und damit die Lager stehen schräg zur Brückenachse. Bis auf die schrägen Querscheiben über den Lagern sind die Querschotte senkrecht angeordnet. Der horizontale Krümmungsradius nimmt von 364 m bis auf 1000 m zu.

Die Brücke als torsionssteifer Ringträger ist 3fach statisch unbestimmt gerechnet. Die Untersuchungen haben gezeigt, daß die Krümmung zur Ermittlung der Biegemomente nicht berücksichtigt werden muß und Torsionsmomente erzeugt, die sich direkt aus den Biegemomenten ableiten lassen. Der Querschnitt ist praktisch wölbfrei, so daß keine Wölbkrafttorsion auftritt (nach WANSLEBEN [5]). Die Endscheiben sind so weich ausgebildet, daß eine Verwölbung möglich ist. Die Störung am Mittelaufleger klingt rasch ab.

Der Kasten wurde so vorverformt, daß die beiden Lager jeder Unterstützung unter Eigenlast gleichmäßig belastet sind.

Von den verschiedenen untersuchten Schnitten wird nur der senkrechte Schnitt  $C-C$  in der Feldmitte neben der Mittelstütze gezeigt mit den Normalspannungen  $\sigma_x$  parallel zur Brückenlängsachse (Fig. 3b) und den Schubspannungen  $\tau_x$  (Fig. 3c). Als Belastung dienten 2 schwere Lok der Baureihe 44, die in den beiden Feldern so aufgestellt wurden, daß Größtwerte von Biege-





moment und Querkraft entstanden. Die Kraftgrößen daraus waren:  $M_B = -804 \text{ tm}$ ,  $M_D = 152 \text{ tm}$ ,  $Q = -92,4 \text{ t}$ . Trotz der ungünstigen Voraussetzungen infolge der Schräge und Krümmung stimmen Versuch und Theorie brauchbar überein. In der Berechnung ist das rechte, höhere Schotterbettabschlußblech gleich dem linken, niedrigeren angesetzt, da eine volle Mitwirkung bei der geringen Aussteifung nicht möglich ist. Die gemessenen Normalspannungen (Fig. 3b) sind etwas kleiner als die theoretischen. Die Unterschiede sind teils auf die nicht ganz zutreffenden theoretischen Annahmen, teils auf die entlastende Wirkung der Lagerreibungskräfte zurückzuführen. Wie im Fall 2 zeichnet sich auch hier wieder die Spannungsspitze in der linken Seite des Bodenblechs ab als Folge der Einzelkrafteinleitung am Pfeiler mit der zwangsläufigen Verkleinerung der mittragenden Deckblechbreite.

Die Schubspannungen  $\tau_x$  in Fig. 3c sind die Summenwerte aus Querkraft und Torsion. Die Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung in Größe und Verlauf ist gut.

### Literaturverzeichnis

1. F. WANSLEBEN: «Beitrag zur Berechnung schiefer drillsteifer Brücken.» Stahlbau 1955, Heft 10, S. 224.
2. W. METZER: «Die mittragende Breite.» Luftfahrtforschung 1929, 4. Bd., Heft 1, S. 1 bis 21.
3. E. CHWALLA: «Die Formeln zur Berechnung der ‚voll mittragenden Breite‘ dünner Gurt- und Rippenplatten.» Stahlbau 1936, Heft 10, S. 73 bis 78.
4. K. REIMERS: «Gekrümmte Hohlkastenbrücke über die Stresemannstraße in Hamburg.» Stahlbau 1962, Heft 4, S. 122 u. f.
5. F. WANSLEBEN: «Die Theorie der Drillfestigkeit von Stahlbauteilen.» Stahlbau-Verlag (Heft 11), Köln 1956, S. 48.

### Zusammenfassung

Versuche der Deutschen Bundesbahn an schiefen und gekrümmten Brücken haben bestätigt, daß die genaueren theoretischen Verfahren genügen, den Spannungsverlauf richtig darzustellen. Die Messungen haben gezeigt, daß Endscheiben allein nicht ausreichen, das volle rechnerische Torsionsmoment zu erzwingen, sondern daß besonders an den Lasteinleitungsstellen auch Querscheiben im Feld notwendig sind. Es wurde nachgewiesen, daß die einschnürende Wirkung großer Einzellasten auf die mitwirkende Plattenbreite beachtliche Spannungsspitzen hervorruft, die nicht vernachlässigt werden können.

### Summary

The tests carried out by the German Railways on skew and curved bridges confirm that precise theoretical methods provide a satisfactory idea of the

distribution of stresses. Measurements have shown that end bracings cannot by themselves provide the required torsional moment and that intermediate bracings are also required. It has been shown that the reduction of useful width, caused by high point loads, result in considerably increased stresses, which cannot be neglected.

### Résumé

Par les essais qu'ont exécutés les Chemins de fer allemands sur des ponts biais et courbes, il se trouve confirmé que les méthodes théoriques précises suffisent pour rendre compte de façon satisfaisante de la répartition des contraintes. Les mesures ont montré que des entretoisements d'extrémité ne peuvent à eux seuls introduire le moment de torsion total mais qu'il est nécessaire de prévoir également des entretoisements en travée. Il a été mis en évidence que la diminution de la largeur utile due à de fortes charges isolées fait apparaître des contraintes considérablement accrues que l'on ne peut négliger.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide