Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 81 (1963)
Heft: 18

Artikel: Brückenforschung beim AASHO-Strassenversuch
Autor: Fisher, J.W. / Viest, J.M.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-66779

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: 28.12.2025

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

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Brückenforschung beim AASHO-Strassenversuch

DK 624.21:625.745.001.4

Von **J. W. Fisher,** Research Associate, Lehigh University, früher Assistant Bridge Research Engineer, AASHO Road Test, Highway Research Board, und **J. M. Viest,** Structural Engineer, Bethlehem Steel Company, früher Bridge Research Engineer, AASHO Road Test, Highway Research Board, übersetzt von **R. Sagelsdorff,** dipl. Ing., EMPA, Dübendorf

Einführung

Der AASHO-Strassenversuch (AASHO = American Association of State Highway Officials) wurde in den Jahren 1958/61 durch das «Highway Research Board of the National Academy of Sciences» durchgeführt. Die Kosten von über 27 Mio $ wurden aus Beiträgen der Staaten, der Bundesregierung und der Industrie gedeckt. Die Versuchsstrecken befanden sich 130 km südwestlich von Chicago, Illinois.

Die hauptsächlichen Variablen des Versuchsprogramms umfassten die massgebenden Werte des Strassenoberbaues, der Brückenbauten und der Versuchsfahrzeuge. Die Versuchsstrecken für die Strassenbelagsforschung enthielten starre und flexible Beläge mit grossen Unterschieden in ihrem Aufbau. Bei der Brückenforschung wurden hauptsächlich zwei Probleme untersucht: einerseits Ermüdungs- und Ueberlastungserscheinungen, anderseits das dynamische Verhalten der Brücken unter den fahrenden Lasten [1]).

Das erste Ziel der Brückenforschung betraf sowohl die Ermüdungslebensdauer von Brückenbauten, die wiederholten hohen Beanspruchungen unterworfen sind, als auch die Art, wie der kritische Zustand auftritt. Die Brücken mit Hauptträgern aus I-Walzprofilen besassen teilweise aufgeschweisste Gurtplatten. Dabei wurde der Einfluss der Spannungsspitzen an den Enden dieser Gurtplatten studiert. Ueber die Ermüdungslebensdauer von Stahl sind schon viele Untersuchungen an kleinen Proben im Laboratorium durchgeführt worden. Sie umfassen ein weites Gebiet der Spannungsgrenzen. Können diese Laboratoriumsversuche auf die Brücken unter den wirklichen Bedingungen angewendet werden? Und zwar in dem Sinn, dass bei bekannten charakteristischen Werten des Materials und vernünftiger Schätzung der Anzahl, des Gewichtes und der Anordnung der Fahrzeuge eine einigermassen gute Voraussage über die Lebensdauer der Brücke gemacht werden könnte? Bei einigen dieser Brücken wirkte die Fahrbahnplatte in Verbund mit den Stahlträgern. Hier wurde untersucht, ob diese Verbundwirkung bis zum Ermüdungsbruch der Stahlträger erhalten blieb und in welcher Art der Bruch auftrat.

Die Spannbetonbrücken ergaben Versuchsresultate über die Dauerhaftigkeit des Verbundes zwischen Stahl und Beton sowohl für die im Spannbett hergestellten Träger als auch für die Träger mit nachträglichem Verbund, über den Einfluss der Rissbildung des Betons auf die Stahlspannungen und über die Art des Bruches.

Die normal armierten Stahlbetonbrücken gaben Gelegenheit, die Ermüdungslebensdauer des Armierungsstahles und die Bruchart bei wiederholten Ueberlastungen und statischem Bruch zu studieren. Die genaue Kenntnis der Materialeigenschaften und der Berechnung der Konstruktion zusammen mit der Kontrolle der Belastung ermöglichte ein genaues Studium all dieser und anderer Probleme.

Das zweite Ziel der Brückenforschung befasste sich mit dem dynamischen Verhalten der Versuchsbrücken bei verschiedenen Belastungen. Die Resultate der Beobachtungen an Brücken, bei denen die kritischen Parameter kontrolliert werden konnten, wurden mit den Ergebnissen der analytischen Berechnung verglichen. Eine solche Kontrolle der Berechnungsannahmen dürfte eine Grundlage für eine besser zutreffende Methode zur Berechnung der Stosszuschläge bilden.

*

Die Versuchsbrücken lagen in den Versuchsschleifen 5 und 6, die durch die schwersten Fahrzeuge befahren wurden (Bild 1). Bei jedem Brückenstandort befanden sich vier un-

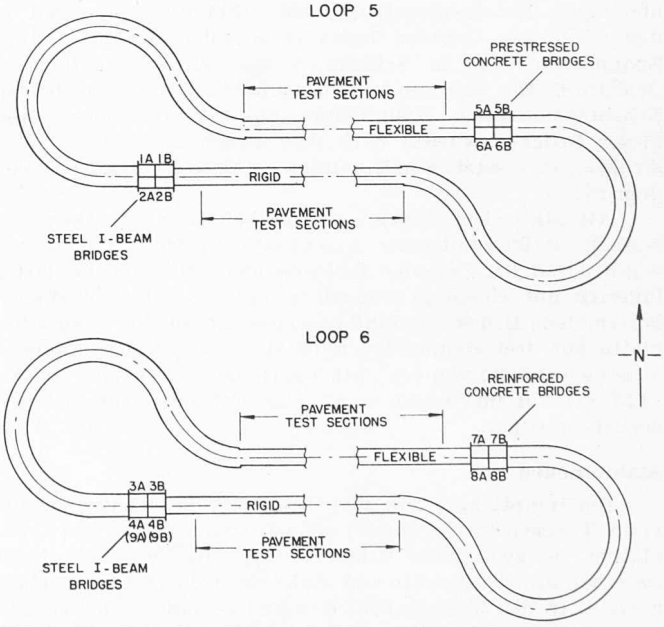


Bild 2. Standort der Versuchsbrücken. Steel I-beam bridges = Brücken mit Hauptträgern aus I-Walzprofilen; Prestressed concrete bridges = Spannbetonbrücken; Reinforced concrete bridges = Stahlbetonbrücken; Pavement test sections = Versuchsstrecken für Beläge

[1]) Ein detaillierter Bericht über die im Folgenden beschriebenen Versuche ist im Highway Research Board Special Report 61 D (1962), «AASHO Road Test Report Four, Bridge Research» enthalten.

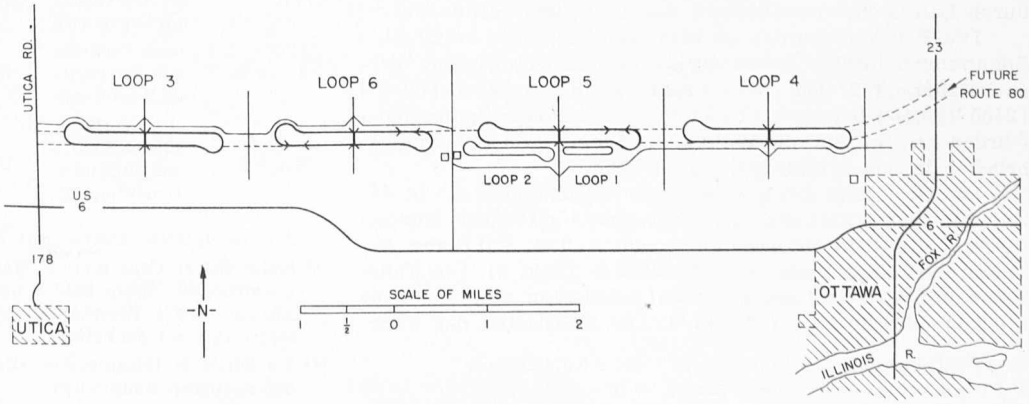


Bild 1. Lage der AASHO-Versuchsstrasse bei Ottawa, Illinois, USA. Die Strasse war unterteilt in sechs Schleifen (Loop = Schleife)

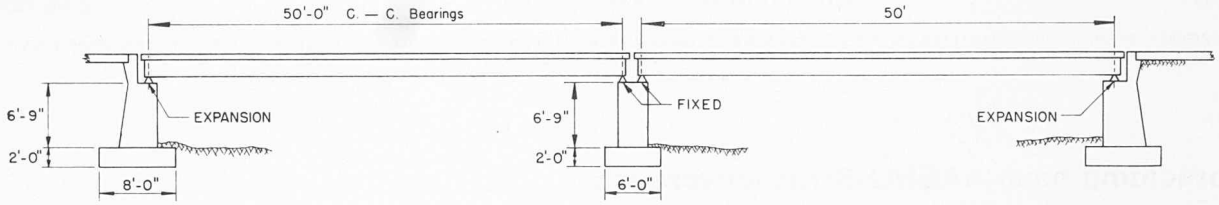


Bild 3. Typischer Längsschnitt. Expansion = bewegliches Auflager. Fixed = festes Auflager

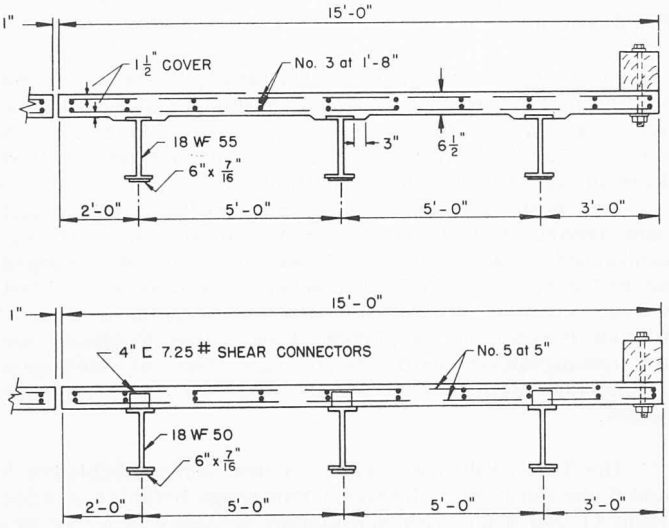


Bild 4 (links). Typische Querschnitte der Stahlbrücken: oben Brücke ohne Verbund 1 A in Feldmitte; unten Verbundbrücke 2 B in Feldmitte.
[Shear connectors = Dübel (U-Profil); 1½" cover = 38 mm Ueberdekkung; No. 3 at 1' — 8" = ϕ 9,5 mm, e = 51 cm; No. 5 at 5" = ϕ 15,9 mm, e = 13 cm

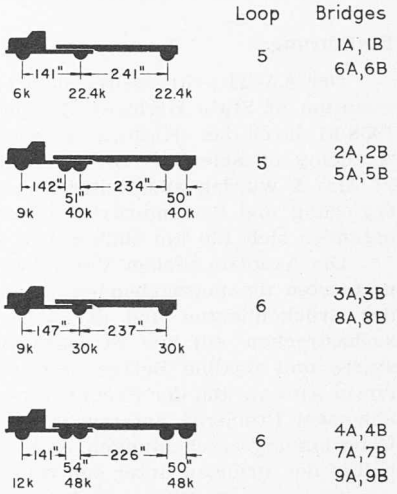


Bild 5 (rechts). Normale Versuchsfahrzeuge. 1 k = 1 kip = 0,454 t

abhängige Brückenkonstruktionen (Bild 2). Diejenigen in den nördlichen Geraden besassen Hauptträger aus Beton: Spannbetonträger in Schleife 5 und Stahlbetonbalken in Schleife 6. Die Brücken in den südlichen Geraden in beiden Schleifen besassen Hauptträger aus I-Walzprofilen. Zwei dieser Brücken wurden nach dem Bruch durch neue Konstruktionen ersetzt. Somit wurden total 18 Versuchsbrücken geprüft.

Als statisches System wurde bei allen Brücken der einfache Balken mit einer Spannweite von 50' (15,24 m) gewählt (Bild 3). Die vier Brücken eines Brückenstandortes lagerten auf einem gemeinsamen Pfeiler und zwei Widerlagern. Jede Brücke bestand aus einer Stahlbeton-Fahrbahnplatte auf drei Hauptträgern (Bild 4). Die Fahrbahnplatte wies eine Stärke von 6½" (16,5 cm) und eine Breite von 15' (4,57 m) auf und ergab somit *eine* Fahrbahn für die Versuchsfahrzeuge.

Stahlbrücken

Die Hauptträger von zehn Brücken waren I-Walzprofile (DIN-Trägern entsprechend) mit oder ohne zusätzliche Gurtplatten. Bei zwei dieser Brücken wurde die Verbundwirkung zwischen Fahrbahnplatte und Stahlträger durch Dübel sichergestellt. In den übrigen acht Brücken bestand keine Verbindung zwischen Fahrbahnplatte und Stahlträger; durch eine Behandlung der Kontaktfläche der Stahlträger wurde sogar die Bildung eines natürlichen Verbundes eingeschränkt. Die Gurtplatten wiesen rechtwinklige Enden auf und waren durch Längsschweissnähte mit den I-Profilen verbunden.

Die Brücken wurden so bemessen, dass die maximalen Spannungen infolge Belastung durch das zugewiesene Versuchsfahrzeug 27 000 psi [2]) (1900 kg/cm²), bzw. 35 000 psi (2460 kg/cm²) betrugen (Tabelle 1). Diese hohen Spannungen wurden gewählt, um die Wahrscheinlichkeit von Ermüdungsbrüchen in den Stahlträgern zu erhöhen.

Die Belastung erfolgte durch Sattelschlepper, die in der zugewiesenen Fahrbahn der Versuchsschleife ihre Runden fuhren. Sämtliche Fahrzeuge in der selben Fahrbahn besassen die selben Masse und Achslasten (Bild 5). Die Fahrzeuge mit Einzelachsen besassen Achslasten von 22,4 kips (10,2 t) oder 30 kips (13,6 t) [3]). Die Achslasten der Fahrzeuge mit Doppelachsen betrugen 40 kips (18,1 t) oder 48 kips (21,8 t).

Der Versuchsverkehr begann ungefähr ein Jahr nach Fertigstellung der meisten Brücken und dauerte zwei Jahre lang, bis Dezember 1960. Dies ergab total ungefähr 560 000

Tabelle 1 Spannungen für die Bemessung

Brücke			für die Bemessung massg. Spannung	
Bezeichnung	Typ	I-Profil	Stelle	max. Zugspannung kg/cm²
1 A	ohne Verbund mit Gurtplatte* am Zugflansch	18 WF 55**	Zugrand Ende Gurtplatte	1900
1 B	ohne Verbund	18 WF 50	Zugrand Feldmitte	2460
2 A	ohne Verbund	18 WF 55	Zugrand Feldmitte	2460
2 B	mit Verbund mit Gurtplatte am Zugflansch	18 WF 50	Zugrand Ende Gurtplatte	2460
3 A	ohne Verbund	21 WF 62	Zugrand Feldmitte	1900
3 B	mit Verbund mit Gurtplatte am Zugflansch	18 WF 60	Zugrand Ende Gurtplatte	1900
4 A, 4 B	ohne Verbund mit Gurtplatte am Zugflansch	18 WF 60	Zugrand Ende Gurtplatte	2460
9 A, 9 B	ohne Verbund mit Gurtplatte am Zug- und Druckflansch	18 WF 96	Zugrand Ende Gurtplatte	1900***

* Alle Gurtplatten Querschnitt 7/16 × 6" (11,1 × 152,4 mm).

** Siehe «Steel Construction Manual», American Institute of Steel Construction. Erste Zahl = nominelle Trägerhöhe in Inch (1" = 2,54 cm), WF = Breitflansch; zweite Zahl = Gewicht in Pounds per foot (1P/ft = 1,488 kg/m).

*** Im äusseren Hauptträger, alle anderen Werte beziehen sich auf den mittleren Hauptträger.

2) psi = pounds per square inch. 1 psi = 0,074 kg/cm².

3) kip = kilopound = 1000 pounds. 1 kip = 0,454 t.

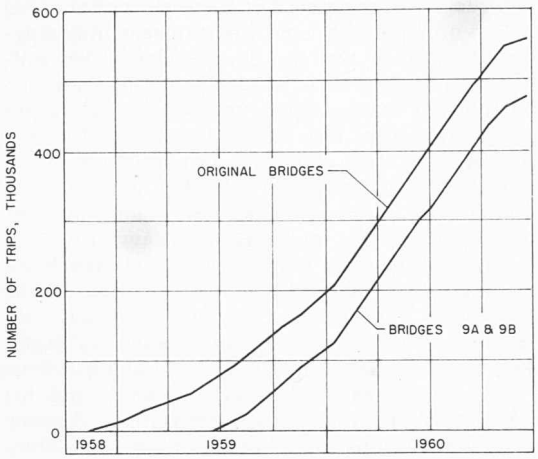


Bild 6. Totale Anzahl Durchgänge der normalen Versuchsfahrzeuge

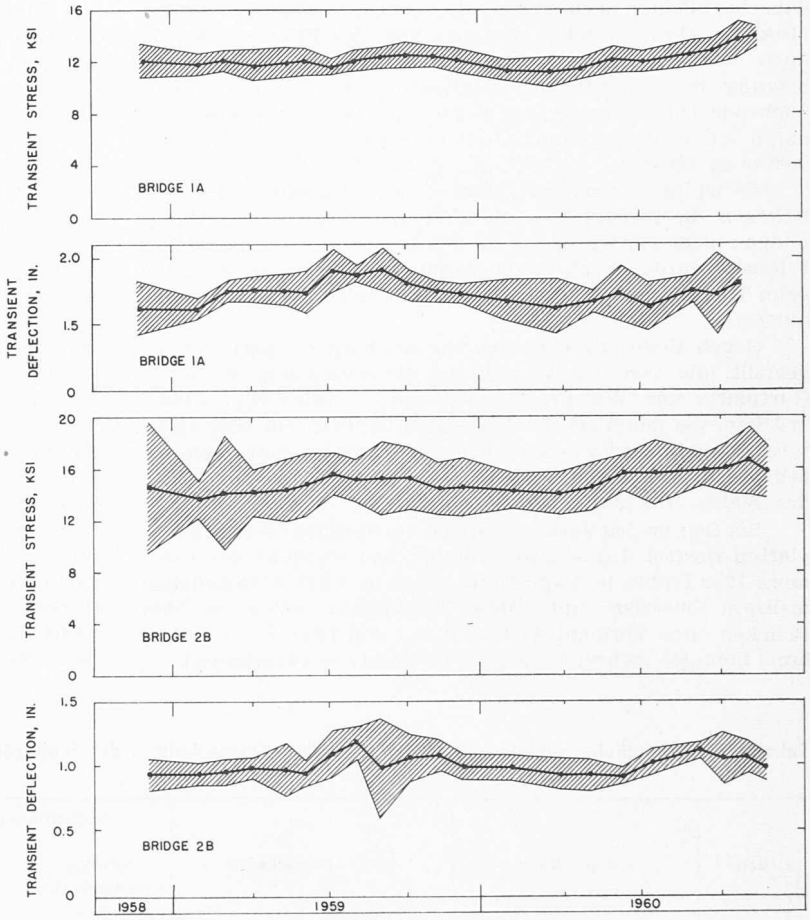


Bild 7 (rechts). Spannung und Durchbiegung in Funktion der Zeit für den mittleren Hauptträger der Stahlbrücken 1 A und 2 B. Transient deflection = kurzfristige Durchbiegung (1 in = 2,54 cm); Transient stress = kurzfristige Spannung (1 ksi = 70,3 kg/cm²)

Fahrten über jede Brücke (Bild 6). Die beiden Ersatzbrükken, im Juni 1959 in die Versuche aufgenommen, wurden ungefähr 480 000 mal befahren. Bei jedem Durchgang eines Fahrzeuges wurden die Brückenträger kurzfristigen Spannungen unterworfen. Ihre Grösse wurde durch Dehnungsmessungen am Zugflansch in Feldmitte und an weiteren Stellen bestimmt.

Die durchschnittliche maximale Zugspannung infolge Belastung durch die Fahrzeuge war in jedem Brückenträger einigermassen konstant während der ganzen Dauer des Verkehrs (Bild 7). Hingegen ergaben sich auf Grund der einzelnen Dehnungsmessungen ziemliche Unterschiede zwischen den maximalen Spannungen bei verschiedenen Durchgängen eines Fahrzeuges. Diese Streuung ist in Bild 7 durch das schraffierte Gebiet dargestellt.

Die durchschnittliche maximale Spannung beim Durchgang der ersten Fahrzeuge im Herbst 1958 plus die Spannung infolge Eigengewicht ergeben die in Tabelle 2 aufgeführten totalen Spannungen. Beim mittleren Hauptträger stimmte die im Versuch festgestellte totale Spannung relativ gut mit jener überein, die der Bemessung zugrunde lag. Beim inneren Hauptträger (in der Nähe der Strassenaxe) war sie beträchtlich kleiner, beim äusseren Hauptträger (in der Nähe der Leitplanke) bedeutend grösser. Der Hauptgrund für diese Unterschiede war die asymmetrische Lage der Fahrbahnplatte bezüglich den drei Hauptträgern.

In vier Brücken ohne Verbund war die totale Spannung nicht nur grösser als die bei der Bemessung angenommene, sondern auch grösser als die Fliessgrenze des Stahles. Bei jedem Durchgang eines Fahrzeuges wurde in allen Hauptträgern ein ausgesprochenes Fliessen des Zugflansches beobachtet. Nach wenigen Durchgängen bestand eine sichtbare, bleibende Durchbiegung. Sobald sich diese auf über 3″ (7,6 cm) in Feldmitte vergrösserte, wurde die Brücke als unbrauchbar erklärt. In allen Brücken — bis auf zwei Ausnahmen — wurde ein Fliessen des Zugflansches beobachtet: bei den Hauptträgern mit zusätzlichen Gurtplatten nur zwischen den Enden dieser Gurtplatten und dem nächsten Auflager, bei den Hauptträgern ohne zusätzliche Gurtplatten im ganzen mittleren Teil der Spannweite.

Das Fliessen war für die bleibenden Deformationen und das frühzeitige Versagen von vier Brücken verantwortlich. Es trat hingegen auch bei den Brücken auf, die die erste Phase des Verkehrs überlebten. So lange der Verkehr an-

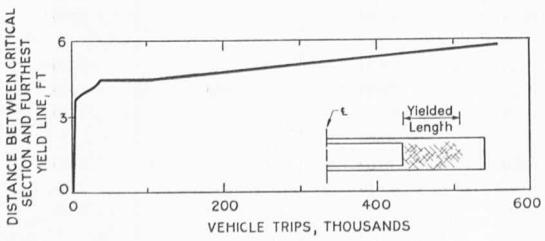


Bild 8. Fortschreiten des Fliessens in Brücke 3 B. Vehicle Trips = Fahrzeug-Fahrten; Distance between critical section an furthest yield line = Abstand zwischen kritischem Schnitt und der am weitesten entfernt liegenden Fliesslinie (1 ft = 30,5 cm); Yielded Length = Ausdehnung des Fliessgebietes

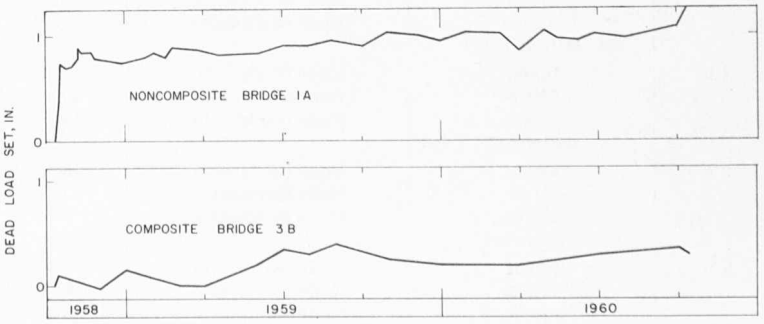


Bild 9. Durchbiegung in Funktion der Zeit für den mittleren Hauptträger der Stahlbrücken. Dead load set = Durchbiegung infolge Eigengewichts (1 in = 2,54 cm); Noncomposite = ohne Verbund; Composite = mit Verbund

dauerte, bildeten sich gelegentlich wieder neue Fliesslinien (Bild 8). Diese ständige Entwicklung des Fliessens wurde auch deutlich durch die Messungen der bleibenden Durchbiegung in Feldmitte bestätigt. Obwohl sich die grösste bleibende Durchbiegung bei Beginn des Verkehrs einstellte, nahm sie noch bis zum Abschluss des Verkehrs langsam weiter zu (Bild 9).

Es ist bemerkenswert, dass — mit Ausnahme der vier Brücken, die versagten — die im Versuch bestimmten Spannungen niedriger waren als die Fliessgrenze des Stahles. Das Fliessen wurde durch Eigenspannungen hervorgerufen, die beim Walzen und anschliessenden Abkühlen der Stahlträger auftraten.

Gegen Ende des Verkehrs wurden Ermüdungsrisse festgestellt, die von der Wurzel der Schweissnähte zwischen Gurtplatte und Walzprofil ausgingen. In allen fünf Stahlbrücken, die den Verkehr überlebten, wurden ein oder mehrere Ermüdungsrisse gefunden. Einer davon war ziemlich bedeutend, drang er doch rd. 1½″ (3,8 cm) von der Kante des Walzprofils gegen den Steg vor (Bild 10).

Bei Beginn des Verkehrs waren die Stahlbeton-Fahrbahnplatten rissfrei. Im späten Frühling und während des Sommers 1959 traten in allen Fahrbahnplatten der Stahlbrücken mehrere Querrisse auf. Diese Rissbildung nahm bei den Brücken ohne Verbund weiter zu, bei den Brücken mit Verbund blieb sie während des ganzen Verkehrs unverändert.

Fünf Stahlbrücken überlebten den Versuchsverkehr. Bei der Brücke 2 B wurden durch eine mechanische Schwingmaschine (Exzenter) noch weitere Spannungswechsel aufgebracht. Die obere und untere Spannungsgrenze an den Enden der Gurtplatten waren dabei ungefähr gleich gross wie während des Verkehrs. Bei diesen beschleunigten Ermüdungsversuchen breiteten sich die Ermüdungsrisse im inneren und mittleren Hauptträger über den ganzen Zugflansch aus und stiessen bis in den Steg vor. Nach ungefähr 26 000 Lastwechseln brach der innere Hauptträger (Bild 11), nach 47 500 Lastwechseln auch der mittlere. Bei Abschluss dieser beschleunigten Ermüdungsversuche hatten sechs Stahlbrücken versagt (Tabelle 3): bei *vier* Brücken verursachte der normale Versuchsverkehr ein Fliessen der Stahlträger, bei *einer* erlitten die Hauptträger Ermüdungsbrüche während der beschleunigten Ermüdungsversuche, und bei *einer* verursachte ein Verkehrsunfall ein frühzeitiges Fliessen der Hauptträger. Vier Stahlbrücken konnten noch für weitere Versuche verwendet werden, obwohl alle kleine Ermüdungsrisse an einer oder mehreren Stellen aufwiesen.

Solche Ermüdungsrisse wurden an 23 Stellen nach durchschnittlich 531 000 Lastwechseln bemerkt. Diese Lastwechselanzahl, bezogen auf die zugehörenden Spannungsgrenzen, stimmte mit den Resultaten vergleichbarer Laboratoriums-Ermüdungsversuche an Stahlbalken überein (Bild 12).

Tabelle 2 Anfängliche Spannungen in den kritischen Querschnitten der Stahlträger

Brücke	Hauptträger	Krit. Querschnitt	Spannungen im unteren Flansch infolge Eigengewichts kg/cm²	infolge Nutzlast* kg/cm²	Total kg/cm²	der Bemessung zugrunde liegende Stahlspannung kg/cm²	Fliessgrenze des Stahles kg/cm²
1 A	innen	Ende Gurtplatte	865	915	1780	—	2440
	Mitte	Ende Gurtplatte	1075	870	1945	1900	2440
	aussen	Ende Gurtplatte	1265	850	2115	—	2440
	Mittelwert				1945		
1 B	innen	Feldmitte	1230	1055	2285	—	2665
	Mitte	Feldmitte	1520	970	2490	2445	2665
	aussen	Feldmitte	1800	1050	2850	—	2665
	Mittelwert				2540		
2 A	innen	Feldmitte	1040	1420	2460	—	2440
	Mitte	Feldmitte	1285	1485	2770	2460	2440
	aussen	Feldmitte	1510	1380	2890	—	2440
	Mittelwert				2705		
2 B	innen	Ende Gurtplatte	1055	1070	2125	—	2665
	Mitte	Ende Gurtplatte	1320	1055	2375	2460	2665
	aussen	Ende Gurtplatte	1555	965	2520	—	2665
	Mittelwert				2340		
3 A	innen	Feldmitte	855	1155	2010	—	2480
	Mitte	Feldmitte	1070	1105	2175	1920	2480
	aussen	Feldmitte	1260	1230	2490	—	2480
	Mittelwert				2225		
3 B	innen	Ende Gurtplatte	920	905	1825	—	2470
	Mitte	Ende Gurtplatte	1125	900	2025	1890	2470
	aussen	Ende Gurtplatte	1330	850	2180	—	2470
	Mittelwert				2010		
4 A	innen	Ende Gurtplatte	865	1660	2525	—	2470
	Mitte	Ende Gurtplatte	1075	1660	2735	2440	2470
	aussen	Ende Gurtplatte	1265	1625	2890	—	2470
	Mittelwert				2715		
4 B	innen	Ende Gurtplatte	865	1885	2750	—	2470
	Mitte	Ende Gurtplatte	1075	1885	2960	2440	2470
	aussen	Ende Gurtplatte	1265	1710	2975	—	2470
	Mittelwert				2895		
9 A	innen	Ende Gurtplatte	600	1010	1610	—	2285
	Mitte	Ende Gurtplatte	725	1010	1735	—	2285
	aussen	Ende Gurtplatte	845	950	1795	1900	2285
	Mittelwert				1715		
9 B	innen	Ende Gurtplatte	585	1105	1690	—	2285
	Mitte	Ende Gurtplatte	670	1060	1730	—	2285
	aussen	Ende Gurtplatte	825	1005	1830	1900	2285
	Mittelwert				1750		

* Normales, mit einer Geschwindigkeit von 48 km/h fahrendes Versuchsfahrzeug.

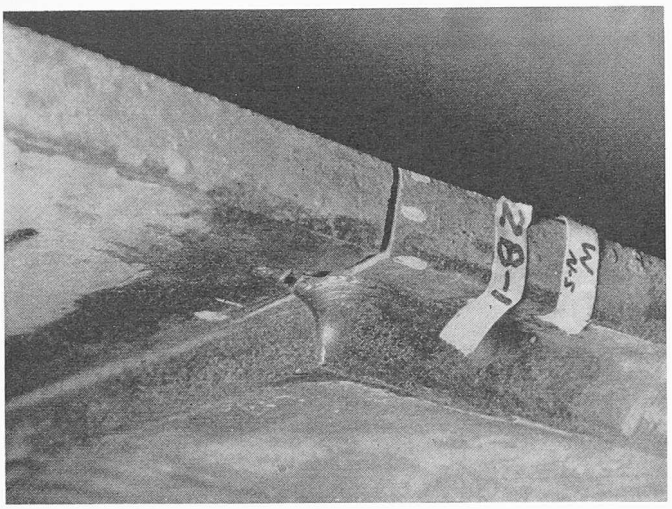


Bild 10. Fortpflanzung eines Ermüdungsrisses

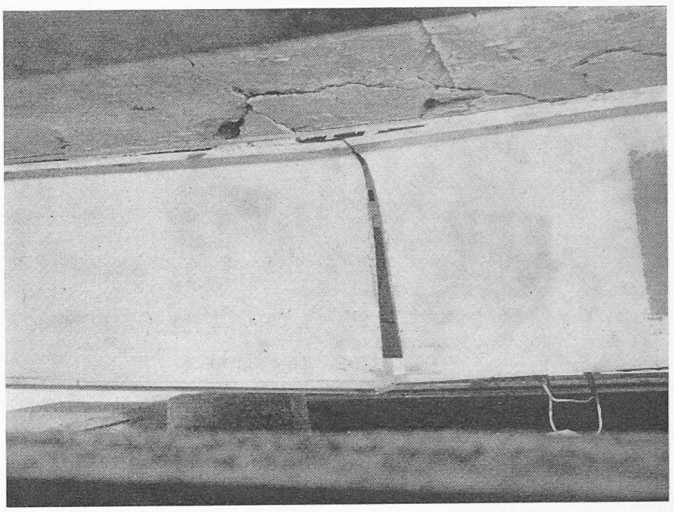


Bild 11. Ermüdungsbruch der Brücke 2 B

Drei Brücken ohne Verbund und eine Verbundbrücke überlebten diese ersten Versuche. Sie wurden in weiteren Versuchen durch einen stufenweise immer schwerer beladenen Spezial-Sattelschlepper (Bild 13) belastet.

Die erste Laststufe für diese Schluss-Versuchsserie ergab ungefähr das gleiche oder leicht grössere Moment in Feldmitte als der normale Versuchsverkehr. In der ersten und zweiten Laststufe wurden je 30 Fahrten durchgeführt (Bild 14). Bei der Brücke ohne Verbund 9 A ergab die zweite Laststufe ein maximales Moment in Feldmitte von 1000 ft-kips (138,3 mt). Weder die erste noch die zweite Laststufe verursachte eine bedeutende bleibende Durchbiegung bei dieser Brücke.

Der dritten Laststufe entsprach ein maximales Moment in Feldmitte von 1200 ft-kips (155,9 mt). Die 30 Fahrten mit dieser Belastung ergaben eine bleibende Durchbiegung in Feldmitte von 0,8″ (2,0 cm), hervorgerufen durch ein allgemeines Fliessen in einem grossen Bereich der Stahlträger. 30 Durchgänge der nächsten Laststufe verursachten eine noch grössere bleibende Durchbiegung, und die fünfte Laststufe vergrösserte sie auf 13″ (33,0 cm). Nach 20 Durchgängen in der fünften Laststufe wurden die Versuche abgebrochen, da die bleibenden Deformationen mit jedem neuen Durchgang des Versuchsfahrzeuges immer stärker zunahmen.

Das Versagen der Stahlbrücken wurde nicht nur durch die grossen Deformationen angezeigt, sondern auch durch die Fliesslinien, die auf die Bildung von plastischen Gelenken in allen drei Hauptträgern der Brücken bei beiden Enden der zusätzlichen Gurtplatten und in der Nähe der Feldmitte hinwiesen. Bei den Brücken ohne Verbund drangen Fliesslinien vom unteren Flansch nach oben und vom oberen Flansch nach unten vor.

Die Verbundbrücke 3 B versagte ebenfalls infolge grosser bleibender Deformationen, aber im Gegensatz zu den Brücken ohne Verbund drang hier das Fliessen vom unteren Flansch

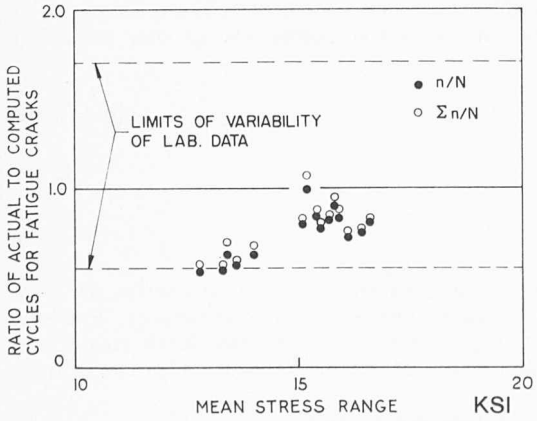


Bild 12. Vergleich der Ermüdungsfestigkeit in Funktion der Spannungsamplitude. Mean stress range = mittlere Spannungsamplitude, 1 ksi = 70,3 kg/cm². Ratio of actual to computed cycles for fatigue cracks = Verhältnis der wirklichen zur berechneten Anzahl Lastwechsel bis zum Auftreten von Ermüdungsrissen. Limits of variability of lab. data = Grenzen der Streuung der Ergebnisse von Laboratoriumsversuchen

Tabelle 3 Zusammenfassung der Versuchsresultate der Stahlbrücken

Brücke	Spannungen infolge Eigengewichts kg/cm²	Spannungen infolge Nutzlast kg/cm²	Spannungen Total kg/cm²	Anzahl Lastwechsel[1]	Anzahl Ermüdungsrisse[2]	Bruchursache
1 A	1070	875	1945	557 400	10	kein Bruch
1 B	1515	1025	2540	235	—	Fliessen
2 A	1280	1425	2705	26	—	Fliessen
2 B	1310	1030	2340	558 400[3]	5	Ermüdungsbruch
3 A	1060	1165	2225	392 400	—	Verk'unfall
3 B	1125	885	2010	557 800	2	kein Bruch
4 A	1070	1645	2715	106	—	Fliessen
4 B	1070	1825	2895	106	—	Fliessen
9 A	725	990	1715	477 900	2	kein Bruch
9 B	695	1055	1750	477 900	1	kein Bruch

1) Bei normalem Versuchsverkehr.

2) Anzahl Risse bei Abschluss des normalen Versuchsverkehrs.

3) Zusätzliche Anzahl Lastwechsel bei beschleunigtem Ermüdungsversuch 47 500.

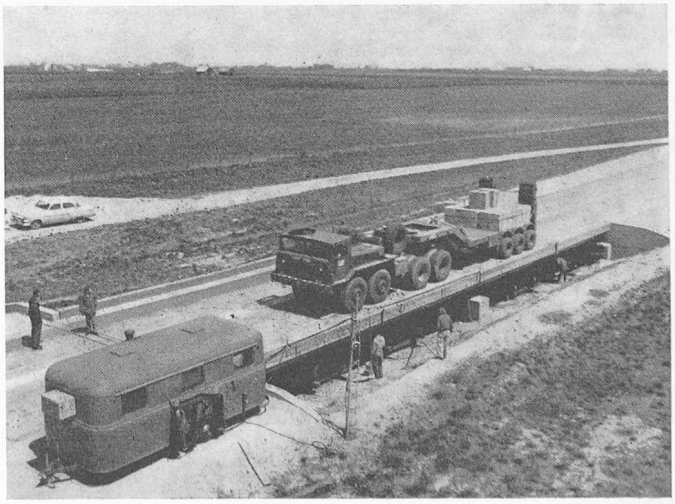
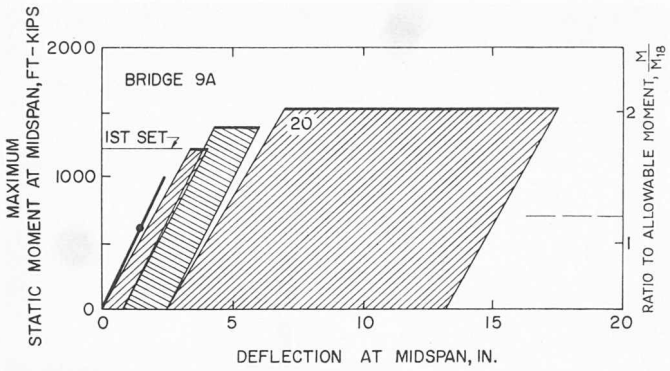


Bild 13. Versuchsfahrzeug für die Versuche mit stufenweise gesteigerter Belastung



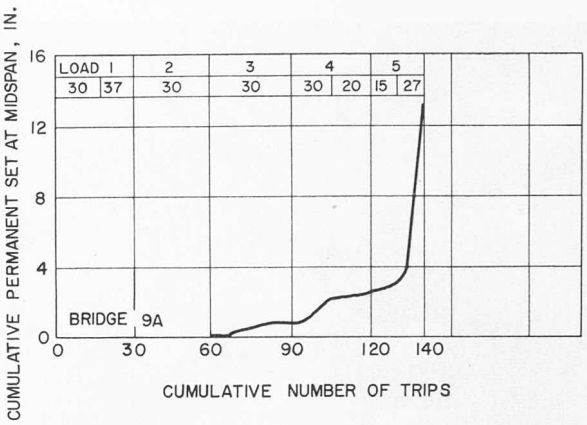


Bild 14. Bruchversuch mit Brücke 9 A. Deflection at midspan = Durchbiegung in Feldmitte (1 in = 2,54 cm); Maximum static moment at midspan = maximales statisches Moment in Feldmitte (1000 ft-kips = 138,3 mt); Cumulative number of trips = totale Anzahl Durchgänge; Cumulative permanent set at midspan = totale, bleibende Durchbiegung in Feldmitte

Tabelle 4 Bruchmomente der Versuchsbrücken

Brücke	Moment infolge Eigengewichts M_g		Maximales Moment infolge Belastung M_p*		Berechnetes plastisches Moment M_B		Verhältnis $\frac{M_g + M_p}{M_B}$	
	Feldmitte mt	Ende Gurtplatte mt	Feldmitte mt	Ende Gurtplatte mt	Feldmitte mt	Ende Gurtplatte	Feldmitte	Ende Gurtplatte
			Stahlbrücken					
1 A	65,1	54,2	138,3	124,4	160,1	135,2	(1,27)	1,32
3 B	65,8	56,5	348,4	322,1	377,9	303,3	(1,10)	1,25
9 A	72,0	63,7	212,2	206,0	277,6	218,5	(1,02)	1,23
9 B	70,7	62,5	218,5	210,2	277,5	218,3	(1,04)	1,25
			Spannbetonbrücken					
5 A	90,4	—	181,8	—	292,4**	—	0,89	—
					282,2***	—	0,96	—
5 B	90,1	—	348,4	—	420,7	—	1,04	—
6 A	89,3	—	207,4	—	291,6	—	1,02	—
6 B	90,3	—	348,4	—	377,6	—	1,16	—
			Stahlbetonbrücken					
8 A	90,3	—	214,3	—	293,4	—	1,04	—
8 B	90,3	—	214,3	—	291,7	—	1,04	—

* Statisches Moment infolge Versuchsfahrzeuges bei Bruch.

** Intakter Verbund zwischen Vorspannarmierung und Beton angenommen.

*** Kein Verbund zwischen Vorspannarmierung und Beton angenommen.

über den ganzen Steg bis in den oberen Flansch vor. Die Belastungen wurden eingestellt, wobei die Messungen anzeigten, dass eine leicht höhere Belastung nötig wäre, um den Bruch der Brücke herbeizuführen. Eine stärkere Beladung des Versuchsfahrzeuges konnte jedoch nicht mehr verantwortet werden.

Die maximalen, in den kritischen Querschnitten aufgenommenen Momente wurden mit den plastischen Momenten verglichen, berechnet unter Annahme einer vollständigen plastischen Spannungsverteilung (Tabelle 4). In allen vier Brücken lagen die in den Versuchen bestimmten maximalen Momente ziemlich über den berechneten Werten. Dieser Unterschied war in Feldmitte kleiner als an den Enden der Gurtplatten.

Schluss folgt.

Wettbewerb für eine neue Infanteriekaserne in Aarau

DK 725.181

Der Regierungsrat des Kantons Aargau eröffnete am 15. Oktober 1959 unter den in den Kantonen Aargau und Solothurn heimatberechtigten oder niedergelassenen schweizerischen Architekten einen *Projektwettbewerb in zwei Stufen*. Als zweite Stufe wurde ein auf 10 Preisträger (Preise je Fr. 3200.—) der ersten Stufe beschränkter Wettbewerb durchgeführt. Für die zweite Stufe setzte sich das Preisgericht aus den Mitgliedern, den Ersatzmännern und den beigezogenen Fachleuten mit beratender Stimme zusammen. Als Architekten wirkten im Preisgericht mit: E. Bosshardt, Winterthur, H. Reinhard, Bern, Prof. P. Waltenspühl, Zürich, Kantonsbaumeister K. Kaufmann, Aarau, Stadtbaumeister G. Sidler, Aarau, Kantonsbaumeister M. Jeltsch, Solothurn, M. Meier, Vizedirektor der Eidg. Baudirektion, Bern. Die militärischen Belange beurteilten im Preisgericht der zweiten Stufe insgesamt fünf Fachleute (Offiziere). Präsidiert wurde das Preisgericht für beide Stufen durch Regierungsrat Dr. E. Bachmann, Militärdirektor des Kantons Aargau.

Aus dem Programm der 2. Stufe

Der Projektierung waren folgende Bestände zu Grunde zu legen:

Offiziere und Instruktionspersonal	40— 52	Mann
Höhere Unteroffiziere	12	Mann
Unteroffiziere	120	Mann
Soldaten (WK)	20	Mann
Rekruten	600	Mann
Total	792—800	Mann