

# Gelenke aus Stahlbeton

Autor(en): **Rösli, A.**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **7 (1964)**

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-7990>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

## VIa2

### Gelenke aus Stahlbeton

*Reinforced Concrete Hinges*

*Articulations en béton armé*

A. RÖSLI

Dr. dipl. Ing. ETH, Zürich, Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Dübendorf

An der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt, Zürich-Dübendorf (EMPA), werden gegenwärtig zwei Überprüfungsversuche an Brückendetails im Maßstab 1 : 1 durchgeführt, nämlich an sogenannten Betonfedergelenken für eine Eisenbahnbrücke sowie an einer neuartigen Gelenkkonstruktion für Straßenbrücken in Gerberträgerausbildung.

#### A. Betonfedergelenke

Betonfedergelenke sind bei der in Fig. 1 dargestellten Brücke an Stelle von Linienkipplagern aus Stahl vorgesehen. Sie bestehen — wie Fig. 2 zeigt — im wesentlichen aus einer starken Einschnürung im Stützenkopf, durch welche gekreuzte Armierungsstäbe geführt werden. Solche Betongelenke sind bekanntlich schon vor vielen Jahren insbesondere von MESNAGER, MÖRSCH, MAILLART, FREYSSINET und andern vorgeschlagen und eingebaut worden. In letzter Zeit haben sie wieder eine zunehmende Bedeutung gewonnen dank den Entwicklungen auf dem Gebiet der Betontechnologie sowie sorgfältiger experimenteller Untersuchungen in verschiedenen Laboratorien, vorwiegend in Deutschland, aber auch in der EMPA. Dabei sind etwa folgende wichtigste Dimensionierungsgrundsätze erarbeitet worden:

1. Möglichst starke Einschnürung in der Gelenkpartie mindestens auf  $\frac{1}{3}$  des vollen Querschnittes.
2. Unter der Wirkung von Eigengewicht und voller Nutzlast — das heißt im Gebrauchszustand — dürfen bei Vernachlässigung der Armierung im eingeschnürten Querschnitt die Prismendruckfestigkeit des Betons oder sogar noch höhere Werte erreicht werden. Es wird hier somit mit Spannungen ganz anderer Größenordnung als üblicherweise gerechnet.
3. Die Stahlarmierung wird so bemessen, daß — nun ohne Berücksichtigung des Betons — im Gebrauchszustand die Fließ- oder Streckgrenze des Stahles erreicht wird.

4. Die unmittelbar über und unter dem Gelenk liegenden Stützenpartien müssen gegen die auftretenden Querkzugkräfte genügend armiert werden, und zwar für etwa 20 bis 25% der totalen Gelenkkraft sowie über eine Höhe entsprechend einer Kraftausbreitung unter dem Winkel von  $90^\circ$ .

Derartig dimensionierten Gelenken können insbesondere bei statischer Belastung ohne weiteres Verdrehungen von  $\pm 1\%$ , entsprechend einem Bogenmaß von  $\pm 0,01$  zugemutet werden.

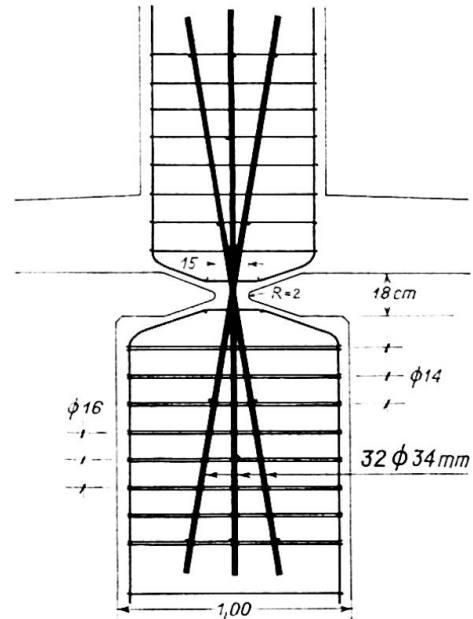
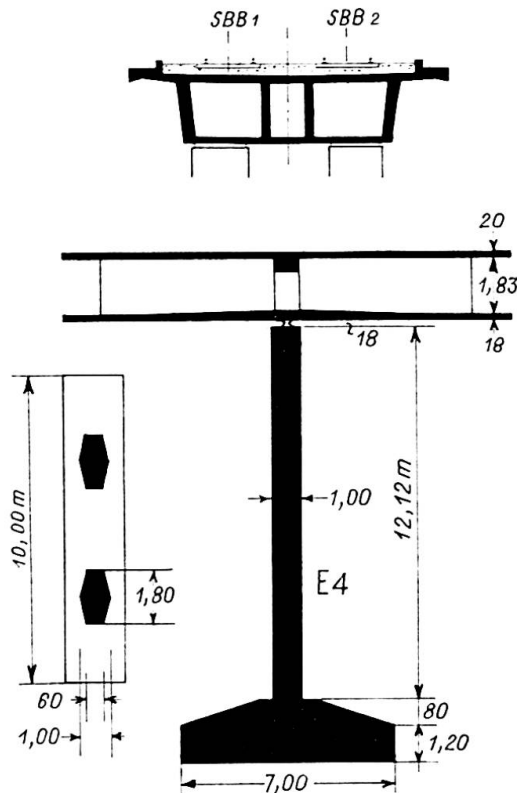


Fig. 2. Detail des Betonfedergelenkes.

Fig. 1. Brückenpfeiler des Hardturmviaduktes mit Betonfedergelenk zwischen Brückenträger und Pfeiler. Projektverfasser: Ingenieurgesellschaft Dr. C. Menn, Dr. H. Hugi und D. J. Bänziger.

Bei der geplanten Eisenbahnbrücke ist mit folgenden größten Verdrehungen zu rechnen:

1. Einmalige Auslenkung infolge Vorspannung, Schwinden und Kriechen der als durchlaufender Balken ausgebildeten Brückenkonstruktion von  $0,6\%$ .
2. Wechselnde Verdrehung infolge Verlängerung und Verkürzung der Brücke aus Temperaturänderung im Ausmaß von weiteren  $\pm 0,2\%$ .
3. Die Verdrehung infolge Verkehrsbelastung kann vernachlässigt werden. Hingegen erzeugt die Verkehrsbelastung im Gelenk eine stark wechselnde Normalkraft, die pro Stütze von 400 t infolge Eigengewicht der Brücke bis auf 900 t bei voller Nutzlast ansteigen kann.

In den Versuchen ist nun das Verhalten des Gelenkes unter dieser oft wiederholten Belastung und bei verschiedenen, stufenweise und nach beiden Richtungen zunehmenden Auslenkungen abzuklären, wobei in jeder Lage 1 bis 2 Millionen Lastpulsationen aufgebracht werden. Das Gelenk wird somit nicht beliebig oft, sondern nur einer vorgegebenen Zahl von Auslenkungen unterworfen, muß jedoch in den verschiedenen Positionen die volle Gebrauchslast beliebig oft, das heißt praktisch 2 Millionen mal aufnehmen können.

Fig. 3 zeigt die Prüfeinrichtung und den in natürlicher Größe ausgebildeten Versuchskörper, der einzig mit 80 cm nur die halbe Tiefe aufweist wie in Wirklichkeit.

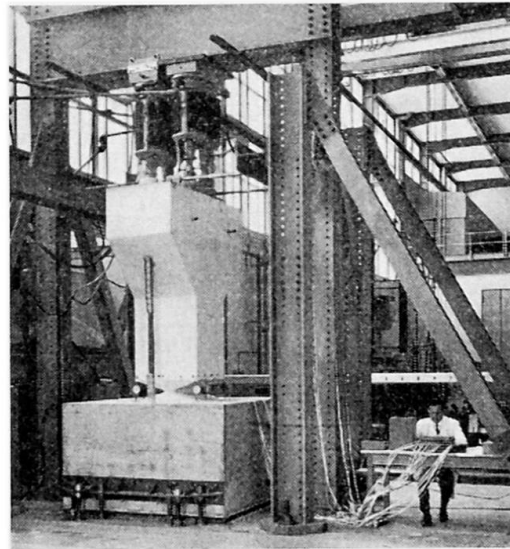


Fig. 3. Ermüdungsversuch an einem Betonfergelenk in natürlicher Größe. Die ruhende Belastung von 250 t entsprechend dem Eigengewicht der Brücke wird durch zwei Vorspannkabel erzeugt. Die zwischen 20 t und 200 t wechselnde Verkehrsbelastung wird mit Hilfe von vier Preßtöpfen und zwei Pulsatoren 250mal pro Minute aufgebracht.

Das Gelenk befindet sich zwischen der Stütze und dem unteren Fußkörper. Die jeweilige Auslenkung ergibt sich durch ein Verschieben des auf einem Walzenlager ruhenden Fußkörpers gegenüber dem oben festgehaltenen Stützentil.

Die Belastung wird aufgebracht:

250 t als *ruhende Belastung* insbesondere infolge Eigengewicht der Brücke mit den zwei seitlich angebrachten Vorspannkabeln.

*Pulsierende Belastung* zwischen 20 t und 200 t, und zwar 250mal in der Minute mit vier hydraulischen 50-t-Preßtöpfen und zwei gekuppelten Amsler-Pulsatoren.

Die wichtigsten Versuchsergebnisse sind nun folgende:

#### 1. Rißbildung:

Auftreten der ersten Haarrisse bei der erstmaligen Auslenkung auf 0,2%. Bis zu 0,4% Auslenkung: Beschränkte Rißbildung mit Rißbreiten von 0,2 bis 0,4 mm. Bei 0,6% Auslenkung Rißbreiten von 0,6 bis 0,8 mm, die eindeutig größer sind als allgemein zulässig; mit zunehmender Auslenkung nehmen auch die Rißbreiten weiter zu.

Bei Auslenkungen über 0,6% merkliches Ausbrechen des Betons in der jeweiligen Druckzone, das abhängig ist von der Zahl der Lastwechsel. Fig. 4 und 5 zeigen das Gelenk nach Auslenkungen von 1% in beiden Richtungen und insgesamt 20 Millionen Lastwechseln. Zur besseren Rißbeobachtung ist die Gelenkpartie geweißelt.

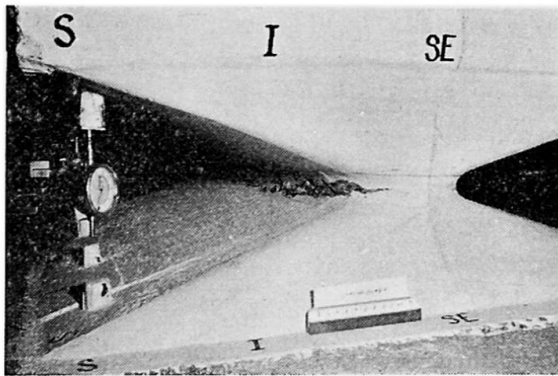


Fig. 4. Betongelenk nach Auslenkung von 1% in beiden Richtungen und insgesamt 20 Millionen Lastwechseln. Zustand des Gelenkes auf der momentanen Zugseite.

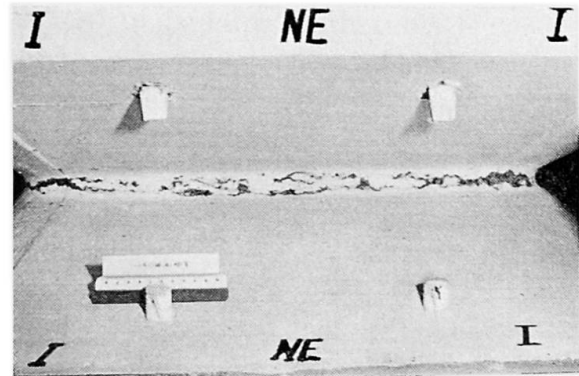


Fig. 5. Zustand auf der momentanen Druckseite.

2. Auch nach über 20 Millionen Lastwechseln und Auslenkungen von  $\pm 1\%$  konnte am ersten Versuchskörper eine Bruchsicherheit, das heißt ein Verhältnis von Bruchlast zu Gebrauchslast von mehr als 2 nachgewiesen werden.
3. Am zweiten Versuchskörper konnte die Auslenkung bei Ermüdungsbeanspruchung bis auf 2,4% getrieben werden. Insgesamt wurden über 35 Millionen Lastwechsel aufgebracht, und anschließend gelang es — wie dies in Fig. 6 dargestellt ist — die Auslenkung bis auf 14% zu steigern, ohne daß ein Bruch auftrat.

Aus den durchgeführten Versuchen können folgende Folgerungen gezogen werden:

Festigkeitsmäßig erfüllen diese Betongelenke die erforderlichen Bedingungen auch bei Ermüdungsbeanspruchung.

Die auftretenden Rißbreiten überschreiten jedoch deutlich das Maß, das für einen genügenden Korrosionsschutz der Armierungsstähle normalerweise als erforderlich erachtet wird. Nach unseren Erfahrungen ist dies:

bei geschützten Bauteilen:

- 0,3 mm unter der maximalen Last,
- 0,2 mm unter ständiger Last;

bei ungeschützten Bauteilen:

0,2 mm unter der maximalen Last,  
0,1 mm unter ständiger Last.

Die Anwendung von Stahlbetongelenken für größere Brücken unter oft wiederholter Belastung macht somit einen besonderen Schutz der Gelenkpartien notwendig und bedingt eine regelmäßige Kontrolle des Gelenkes.

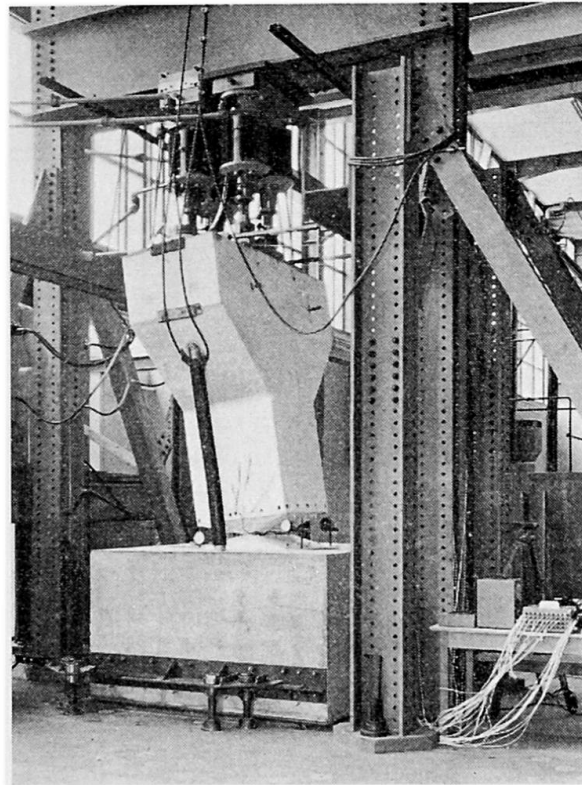


Fig. 6. Erprobung eines Betonfedergelenkes für eine Eisenbahnbrücke. Unter statischer Belastung entsprechend dem Eigengewicht der Brücke Auslenkung bis 14 %.

### B. Gelenk für Gerberträger

Fig. 7 zeigt eine als Gerberträger ausgebildete Brücke mit zwei Gelenken im Mittelfeld. Solche Ausführungen eignen sich zum Beispiel bei schlechten Bodenverhältnissen, wo mit größeren Fundamentalsetzungen — etwa in aufgeschütteten Dämmen — zu rechnen ist. Infolge der eingeschalteten Gelenke können sich solche Setzungen für die Brücke zwängungsfrei abspielen; falls ein bestimmtes Maß an Setzungen erreicht wird, lassen sich die Brückenteile zum Beispiel mit hydraulischen Pressen wieder anheben.

In Fig. 8 ist links eine übliche Ausführung eines solchen Gelenkes für eine vorgespannte Brücke dargestellt mit

- den beiden ausgeklinkten Balken und dem dazwischen angeordneten Stahlgelenk,
- der Armierung der beiden Kragarme,

- der Verankerung der Vorspannkabel für beide Brückenteile,
- der Fugenausbildung in der Fahrbahn mit dem Problem der Isolation und den hier häufig auftretenden Belagsbeschädigungen.

Besonders bei kleineren Brücken sind solche Ausführungen verhältnismäßig aufwendig.

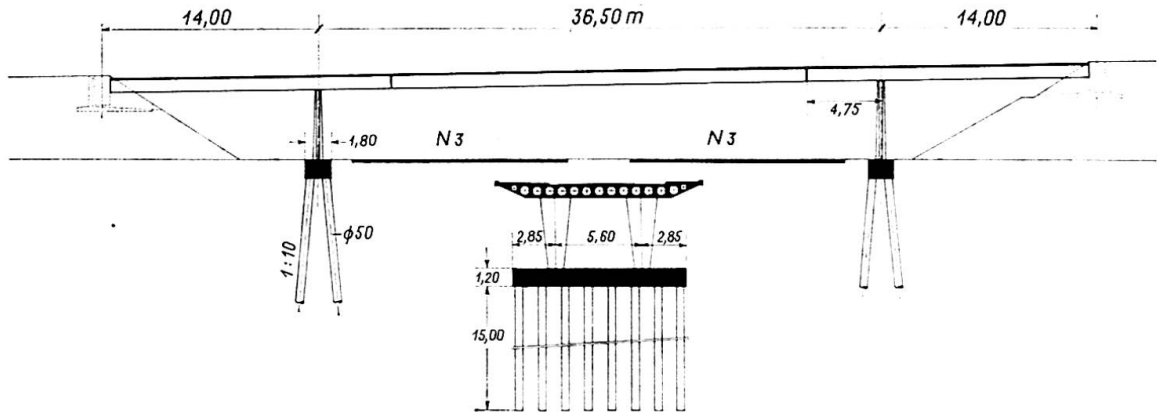


Fig. 7. Als Gerberträger ausgebildete Brücke über die Nationalstraße. Projektverfasser: Ingenieurbüro Fietz und Hauri, Zürich.

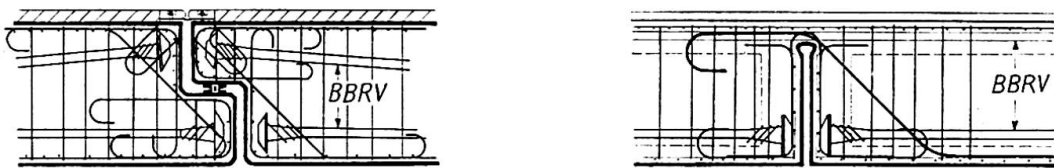


Fig. 8. Gelenk für Gerberträger. Links nach der üblichen Ausbildung, rechts nach Vorschlag von Prof. H. Hauri, ETH.

Im rechten Teil von Fig. 8 ist nun eine neuartige, von Prof. HAURI, ETH, entworfene Gelenkkonstruktion dargestellt. Sie besteht im wesentlichen aus einem bis auf 16 cm vom oberen Rand geführten Einschnitt in der 86 cm dicken Brückenplatte.

Der verbleibenden Betonzone wird nun im Gebrauchszustand ein Rotationsvermögen von etwa  $\pm 0,5\%$  eventuell bis zu  $\pm 1\%$  zugemutet, das heißt es sollen bei der gezeigten Brücke Widerlagerbewegungen von mindestens  $\pm 6$  cm zugelassen werden können.

Die Gelenkpartie ist für die Aufnahme der Querkräfte armiert sowie zur Verbesserung des Spannungszustandes noch vorgespannt, wobei die Kabel nun durch beide Brückenteile hindurch geführt werden können. Unter Eigengewicht und ungünstigster Nutzlastbeanspruchung treten im Gelenkquerschnitt nominelle Schubspannungen, das heißt die Querkraft dividiert durch die Gelenkfläche von  $19,5 \text{ kg/cm}^2$  auf. Mit Berücksichtigung der Vorspannung von  $125 \text{ kg/cm}^2$  beträgt damit die größte Hauptzugspannung  $5 \text{ kg/cm}^2$ .



Diese Ausführung ist wesentlich einfacher als die übliche Gelenkkonstruktion. Sie weist insbesondere den Vorteil auf, daß der Fahrbelag unter Beachtung gewisser Vorsichtsmaßnahmen über das Gelenk hinüber und ohne Fuge durchgezogen werden kann.

Die Erprobungsversuche an der EMPA werden an dem in Fig. 9 dargestellten, 7,32 m langen Versuchsbalken durchgeführt. Dieser stellt einen 1 m breiten Streifen der Brückenplatte mit dem Gelenk in natürlicher Größe dar. Er ist als Balken über zwei Öffnungen auf drei Stützen gelagert. Durch Hebung und Senkung der linken Stütze kann die gewünschte, in Wirklichkeit durch die Widerlagerbewegung erzeugte Gelenkverdrehung aufgebracht werden.

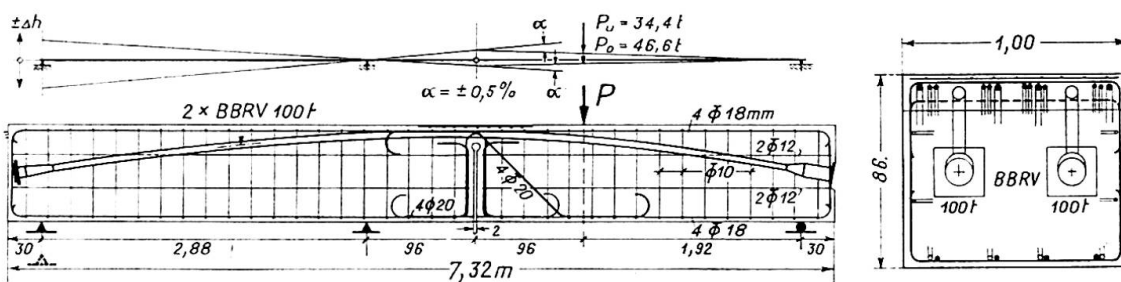
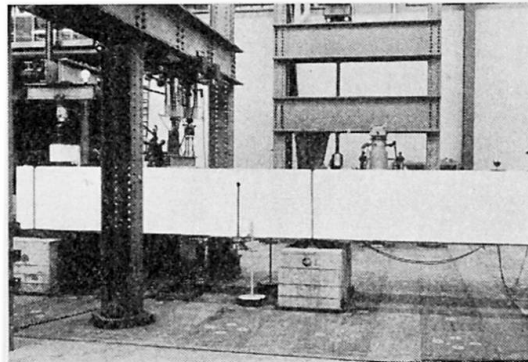


Fig. 9. Versuchsbalken für die Überprüfung eines Brückengelenkes für einen Gerberträger: stellt einen 1 m breiten Ausschnitt der Brücke in natürlicher Größe dar.

Fig. 10. Versuchsbalken für Gerbergelenke mit den zwei festen Abstützungen links und der regulierbaren Stütze auf der rechten Seite sowie dem Gelenk links von der Mittelstütze und daneben die hydraulischen Preßtöpfe. (Der Rahmen im Hintergrund gehört zu einer Versuchseinrichtung für Ermüdungsversuche an einem 240-t-Spannkabel.)



Mittels hydraulischer Pressen und einem modernen Amsler-Pulsator wird die erforderliche Belastung aufgebracht. Sie pulsiert mit 250 Lastwechseln pro Minute zwischen einer unteren Grenze von 34,4 t und einer oberen Grenze von 46,4 t und erzeugt damit im Gelenkquerschnitt die dem Gebrauchszustand entsprechende Querkraftbeanspruchung.

Fig. 10 zeigt die Versuchseinrichtung:

- mit dem Versuchskörper auf den zwei festen Abstützungen und der regulierbaren Stütze auf der rechten Seite,
- mit dem Gelenk links von der Mittelstütze und daneben die hydraulischen Preßtöpfe.



Das Versuchsprogramm ist den zu erwartenden Verhältnissen angepaßt:

- Von der Nullage aus wird das Gelenk in 2 Stufen bis auf  $-0,5\%$  ausgelenkt, entsprechend einer sukzessiven Widerlagersetzung. In jeder Stufe werden 500 000 Lastwechsel aufgebracht.
  - Hierauf wird das Gelenk von  $-0,5\%$  direkt auf  $+0,5\%$  gebracht, ähnlich einer Regulierung des Brückenteiles über die Nullage hinaus, gefolgt von Lastwechseln bei Verdrehungen von  $+0,5\%$ ,  $+0,25\%$ ,  $0\%$ ,  $-0,25\%$  usw. entsprechend weiteren Widerlagersetzungen.
- Dieser ganze Vorgang wird dreimal wiederholt.

Fig. 11 zeigt die Gelenkpartie nach der zweiten Auslenkung auf  $+0,5\%$  und insgesamt 4,5 Millionen Lastwechseln. Zur besseren Erkennung sind die Risse nachgezeichnet.

Die größte Rißbreite beträgt dabei 0,4 bis 0,5 mm direkt über dem Gelenk-ansatz. Auf der Balkenoberseite, das heißt in der momentanen Druckzone sind die beiden früher aufgetretenen Risse geschlossen.

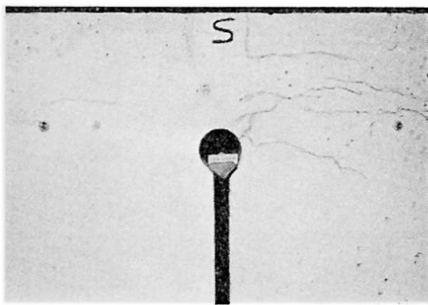


Fig. 11. Gelenkpartie nach zweimaliger Auslenkung bis auf  $\pm 0,5\%$  und insgesamt 4,5 Millionen Lastwechseln. Zur besseren Erkennung sind die Risse nachgezeichnet.

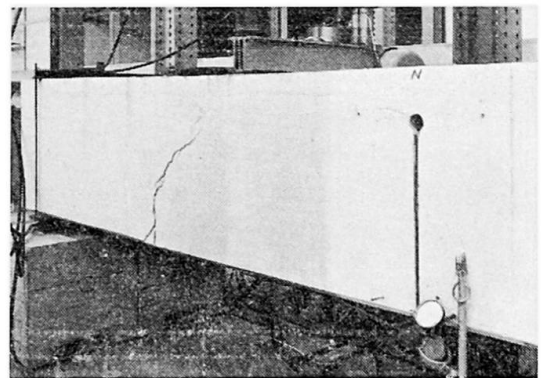


Fig. 12. Bruch des zweiten Versuchskörpers bei 154,8 t.

Bei der Auslenkung auf  $-0,5\%$  schließen sich die größten Risse in den Seitenflächen bis auf eine Breite von 0,2 bis 0,3 mm, dagegen öffnen sich die Risse oben auf 0,2 bis 0,3 mm.

An einem ersten, etwas weniger stark armierten Versuchskörper wurden die Versuche bis zu Auslenkungen von  $\pm 1,5\%$  mit über 15 Millionen Lastwechseln getrieben. Dabei ist im allgemeinen eine stärkere Rißbildung aufgetreten als im zweiten Versuch. Hingegen konnte nach Abschluß der erwähnten Ermüdungsversuche ein statischer Bruchversuch durchgeführt werden, wobei der Bruch bei 93 t auftrat und damit dort schon eine Bruchsicherheit von 2,0 nachgewiesen werden konnte.

Fig. 12 zeigt den nun nicht mehr durch das Gerbergelenk verlaufenden Bruch des zweiten Versuchskörpers mit einer Bruchlast von 154,8 t und einer sich daraus für den Nutzlastzustand ergebenden Bruchsicherheit von 3,35.

Die bis jetzt durchgeführten Versuche haben damit gezeigt, daß diese neuartige Gelenkausbildung eine zweckmäßige Lösung darstellt für eine Brücke in Gerberträgerausbildung. Sie weist die notwendige Bruchsicherheit auf, und im Gebrauchszustand treten bei Rotationen bis zu  $\pm 0,5\%$  auch bei oft wiederholter Belastung keine größeren Rißbreiten als 0,4—0,5 mm auf. Es empfiehlt sich immerhin, die Fahrbahnplatte direkt über dem Gelenk sorgfältig zu isolieren und gegebenenfalls Maßnahmen zu treffen, damit die lokal großen Dehnungen nicht direkt auf den Belag übertragen werden.

### Zusammenfassung

Es werden zwei Ausführungen von Stahlbetongelenken beschrieben, an denen in der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt, Zürich-Dübendorf, gegenwärtig Bewährungsversuche in natürlicher Größe durchgeführt werden.

A. *Betonfedergelenke*. Die Versuche zeigen, daß Betonfedergelenke, nach modernen Grundsätzen entworfen, in festigkeitstechnischer Hinsicht auch den Anforderungen für Eisenbahnbrücken genügen. Die Gelenkpartien müssen aber wegen der stärkeren Rißbildung als diese üblicherweise zugelassen wird, besonders geschützt werden und kontrollierbar bleiben.

B. *Gelenke für Gerberträger*. Es wird eine neuartige, von Prof. H. HAURI, ETH, entworfene Gelenkkonstruktion für Gerberträger beschrieben, die besonders für kleinere Straßenbrücken geeignet ist und vor allem den Vorteil aufweist, daß in der Fahrbahn keine Fugen anzuordnen sind.

### Summary

Two types of reinforced concrete hinges are described, on which extensive fatigue tests under actual working conditions (scale 1 : 1) were carried out at the Federal Testing Laboratories, Zürich-Dübendorf (EMPA).

A. *Reinforced concrete hinges*. The tests show that reinforced concrete hinges designed according to modern design conceptions may also satisfy the conditions for railway bridges, especially with respect to structural resistance. The formation of cracks is, however, more extensive than is usually permissible, and necessitates special protection and regular inspection of the hinge parts.

B. *Hinges for cantilever bridges*. A new type of hinge designed by Prof. H. HAURI, ETH, mainly for smaller road bridges of cantilever construction, is described. With such hinges, the joints normally provided in the deck of the bridge are unnecessary.

### Résumé

L'auteur décrit deux types d'articulations en béton armé dont les modèles en grandeur naturelle font présentement l'objet d'un examen de leur com-

portement, au Laboratoire fédéral d'essai des matériaux et Institut de recherches (LFEM) à Dübendorf près de Zurich.

A. *Articulations en béton armé en général.* Les essais démontrent que des articulations en béton armé, conçues selon des principes modernes, répondent également, du point de vue de leur résistance, aux exigences requises pour des ponts-rails. Comme la fissuration est plus forte que celle ordinairement admise, les parties articulées devront néanmoins être soigneusement protégées et permettre un contrôle suivi.

B. *Articulation pour poutres cantilevers.* On présente une nouvelle articulation pour poutres cantilevers, créée par le Prof. H. HAURI de l'EPF (Zurich); convenant spécialement bien pour de petits ponts-routes, cette articulation présente surtout l'avantage de ne pas nécessiter la pose de joints de chaussée.