Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 85 (1967)

Heft: 34

Artikel: Die EMPA-Versuche an armierten Betongelenken für den Hardturm-Viadukt

Autor: Fessler, E.O.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-69517

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: 10.07.2025

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

HERAUSGEGEBEN VON DER VERLAGS-AKTIENGESELLSCHAFT DER AKADEMISCHEN TECHNISCHEN VEREINE, ZÜRICH

Die EMPA-Versuche an armierten Betongelenken für den Hardturm-Viadukt

Von **E. O. Fessler,** dipl. Ing. ETH, EMPA, Dübendorf

DK 624.094:624.012.4.001.4

Mit den vorliegenden Ausführungen werden die EMPA-Versuche an armierten Betongelenken in konzentrierter Form dargestellt. Die Beschreibung der Versuchsdurchführung entspricht dem vom Verfasser am 16. Oktober 1965 an der ETH gehaltenen Kurzvortrag anlässlich der Studientagung über dynamische Wirkungen auf Bauwerke, durchgeführt von der SIA-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau. Ergänzend werden nun auch die Hauptergebnisse der inzwischen abgeschlossenen Auswertungen sämtlicher Versuchsresultate zusammenfassend wiedergegeben. Eine ausführliche Darstellung der Versuche mit Einzelergebnissen ist im EMPA-Untersuchungsbericht Nr. 15802 enthalten.

Einleitung

Die Idee, Linienkipplager und Gelenke im Stahlbetonbau nicht wie üblich als Stahlkonstruktionen, sondern ebenfalls in Stahlbeton auszubilden und mit den anschliessenden Konstruktionselementen monolithisch zu verbinden, geht auf die bedeutenden Stahlbetonbauer Maillart, Mesnager, Mörsch, Freyssinet, um nur einige der bekannten Namen zu nennen, zurück. Für die Bemessung standen damals noch keine Versuchsergebnisse zur Verfügung, so dass die Anwendung und Bewährung der Betongelenke hauptsächlich von der Erfahrung und vom konstruktiven Einfühlungsvermögen ihrer Erbauer abhing [1]. Die heutigen Voraussetzungen zur Erforschung des Stahlbetons ermöglichen es, sein Verhalten auch bei komplexen Spannungsverteilungen durch experimentelle Untersuchungen zuverlässig zu erfassen.

Photoelastische Untersuchungen [2] lieferten wertvolle, anschauliche Hinweise über das innere Kräftespiel bei monolithisch ausgebildeten Gelenken. Doch die damit erzielten Ergebnisse beschränken sich nur auf das Verhalten im elastischen Bereich. Da nun aber von den betrachteten Gelenken eine bedeutende Verdrehbarkeit erwartet wird, sind offensichtlich die plastischen Verformungseigenschaften von ausschlaggebender Bedeutung. Es war somit naheliegend, Untersuchungen am Material Stahlbeton selbst und, um zusätzliche Unsicherheiten der Masstabsbeziehungen bei einem verkleinerten Modell zu vermeiden, die Versuche an Prüfobjekten natürlicher Grösse durchzuführen [3]. Für die vorliegenden Versuche bestand die Aufgabe darin, das Verhalten armierter Betongelenke, welche für die Aufnahme von Normalkräften bis 900 t vorgesehen sind, bei dynamischer Beanspruchung zu überprüfen.

Auftrag, Ziel und Zweck der Versuche

Für den von der Ingenieurgemeinschaft D. J. Bänziger, Dr. H. Hugi und Dr. C. Menn, Zürich und Chur, projektierten Hardturm-Viadukt war an Stelle von Linienkipplagern aus Stahl der Einbau von Betongelenken vorgesehen. Die Gelenke befinden sich an den Stützenköpfen, die den als durchlaufenden Balken ausgebildeten Brückenaufbau tragen (Bilder 1, 2 und 3).

Im Auftrage der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) wurden an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA), Abteilung Stahlbeton und Betonbauten unter der Leitung von Dr. A. Rösli, in der Zeit vom September 1963 bis Januar 1965 drei gleich ausgebildete armierte Betongelenke untersucht. Die Versuche liessen sich an Gelenken in natürlicher Grösse durchführen, wobei einzig die Gelenklänge von 160 cm auf 80 cm reduziert werden musste. Dadurch konnte für den Versuch erreicht werden, dass mit der Hälfte der am Bauwerk wirkenden Kräfte im Versuchsgelenk die gleichen Beanspruchungen wie in Wirklichkeit erzeugt wurden.

Das Hauptziel der Versuche bestand darin, zu überprüfen, ob diese Gelenke die an sie gestellten Anforderungen vor allem unter oft wiederholter Belastung mit hinreichender Sicherheit erfüllen. Mangels genügender Erfahrung über das Verhalten solcher Gelenke insbesondere bei dynamischer Belastung waren die Prüfkörper entsprechend der in Wirklichkeit zu erwartenden Schwellbeanspruchung bei verschiedenen, stufenweise nach beiden Seiten zunehmenden Auslenkungen zu unterwerfen. Dabei wurden in jeder Lage ein bis zwei Millionen Lastpulsationen aufgebracht. Das Gelenk hatte somit nicht beliebig viele, sondern nur eine bestimmte Anzahl Verdrehungen zu ertragen, musste jedoch in den verschiedenen Positionen die volle Gebrauchslast praktisch beliebig oft aufnehmen. Die untere Lastgrenze der aufgebrachten Schwellbeanspruchung entsprach der Normalkraft infolge Eigengewicht des Brückenaufbaues und die obere Lastgrenze der grössten zu erwartenden Gebrauchslast resultierend aus Eigengewicht und voller Nutzlast.

Aufbau der Gelenke

Massgebende Grundlagen zur Bemessung von Betongelenken wurden bei eingehenden experimentellen Untersuchungen in verschiedenen Laboratorien im Ausland [2], [4], [5], [6], aber auch an der

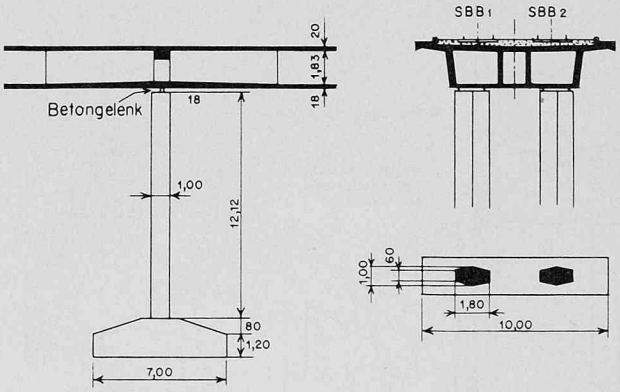

Bild 2. Brückenpfeiler des Hardturm-Viaduktes mit armiertem Betongelenk zwischen Brückenaufbau und Stützenkopf

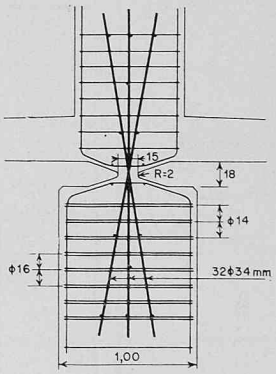

Bild 3. Armiertes Betongelenk, Masstab 1:50

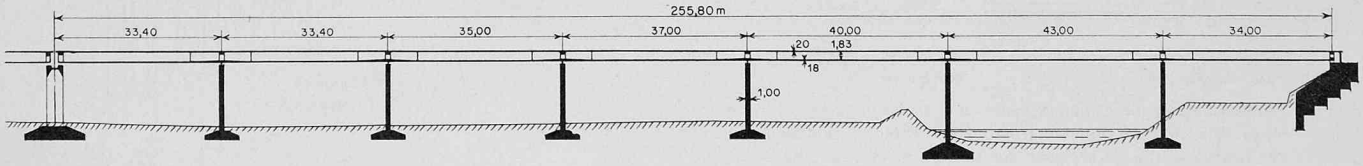

Bild 1. Oestlicher Abschnitt des über 1000 m langen Hardturm-Viaduktes der SBB in Zürich. Längsschnitt 1:1500. Projektverfasser: Ingenieurgemeinschaft D. J. Bänziger, Dr. H. Hugi und Dr. C. Menn, Zürich und Chur

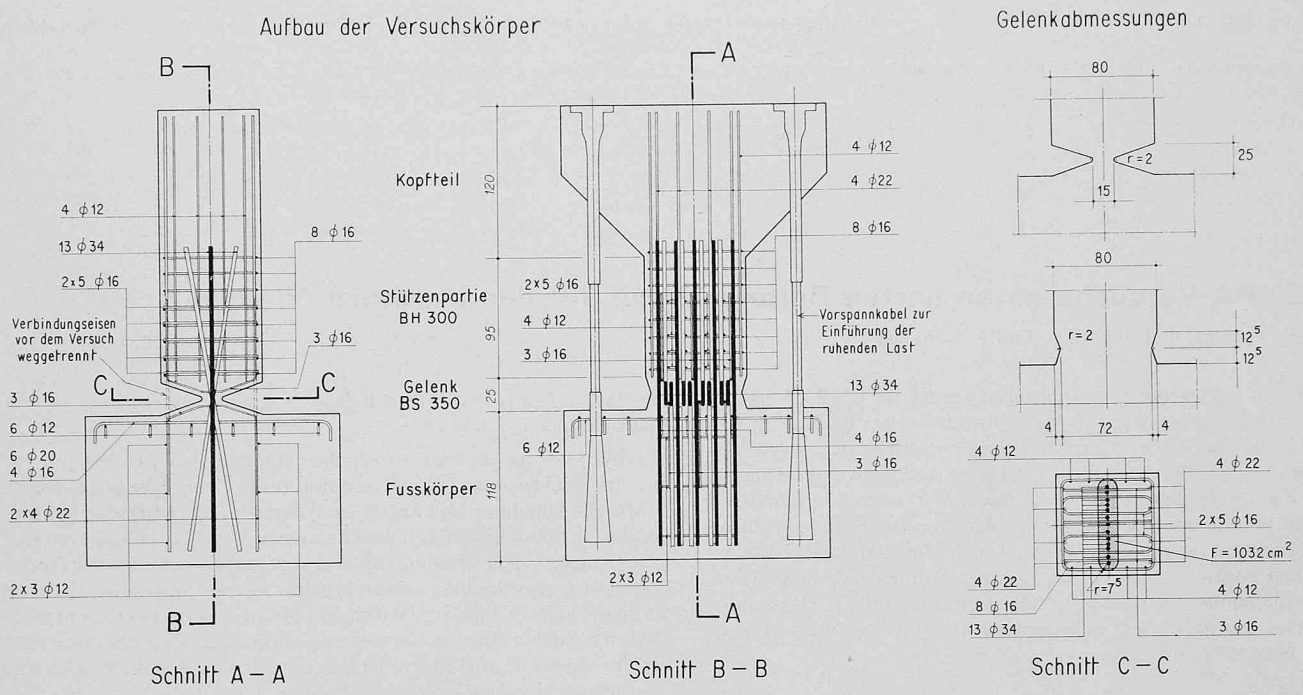

Bild 4. Aufbau, Armierung und Abmessungen der Betongelenk-Versuchskörper

EMPA [7], [8] erarbeitet. Daraus lassen sich etwa die folgenden wichtigsten Dimensionierungsgrundsätze ableiten:

1. Unter der Wirkung von Eigengewicht und voller Nutzlast – das heisst im Gebrauchszustand – dürfen bei Vernachlässigung der Armierung im eingeschnürten Querschnitt im Mittel die Prismendruckfestigkeit des Betons oder sogar noch grössere Werte erreicht werden. Bedingt durch den mehrachsigen Spannungszustand kann hier mit Beanspruchungen ganz anderer Grössenordnung als üblicherweise gerechnet werden.

2. Die Gelenkarmierung für sich allein betrachtet wird so bemessen, dass unter Gebrauchslast die Fliess- oder Streckgrenze des Stahles erreicht wird.

3. Die Einschnürung in der Gelenkpartie hat möglichst ausgeprägt zu sein. Aus den beiden obigen Kriterien resultiert die erforderliche Querschnittsfläche des Gelenkhalses. Dabei sollte seine Breite einen Drittel der Normalquerschnittsbreite nicht überschreiten.

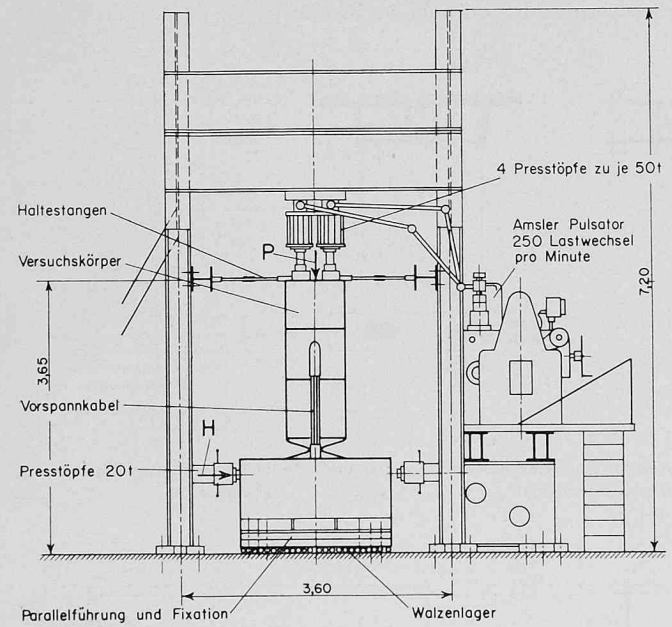

Bild 5. Prüfeinrichtung für Ermüdungsversuche an Betongelenken in natürlicher Grösse. Die ruhende Belastung von 250 t entsprechend dem Eigengewicht der Brücke wurde durch zwei Vorspannkabel erzeugt. Die zwischen 20 t und 200 t wechselnde Verkehrsbelastung liess sich mit Hilfe von vier Presstöpfen und zwei Pulsatoren aufbringen

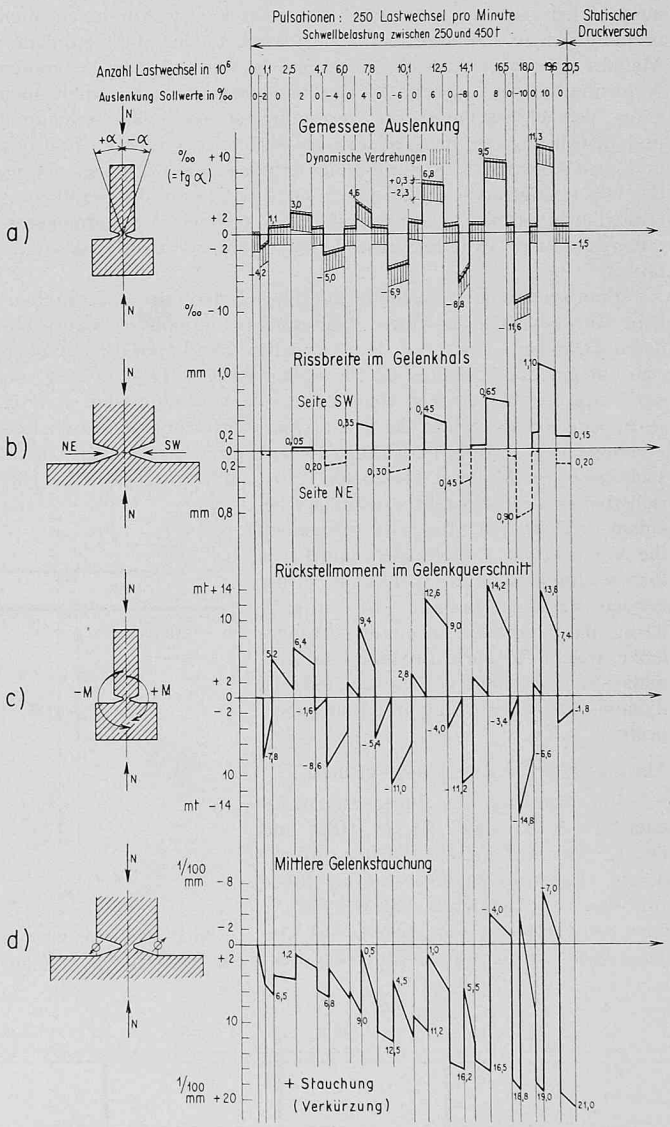

Bild 6. Untersuchungsverlauf und Messwerte von Versuchskörper I
Messungen bei ruhender Belastung N = 230 t

4. Die beidseitig des Gelenkes unmittelbar anschliessenden Partien sind gegen die auftretenden Spaltzugkräfte genügend zu bewehren. Dabei ist in Querrichtung senkrecht zur Gelenkachse die Armierung für Kräfte zu bemessen, welche rund einem Viertel bis einem Drittel der Normalkraft entsprechen. Die dazu erforderlichen Stahleinlagen sind über einen Bereich, welcher etwa der mittleren Stützenbreite entspricht, anzuordnen und so nah als möglich bis an die Einschnürungszone heranzuführen.

5. Zur Verhinderung von Betonabplatzungen an den Stirnseiten der Gelenkhälse sind auch in Richtung parallel zur Drehachse Einbuchtungen vorzusehen, deren Tiefe mindestens ein Drittel bis ein Zweitel der Gelenkhalsbreite betragen soll. Gleichzeitig ist in dieser Richtung eine von der Gelenklänge abhängige Spaltzugarmierung anzuordnen.

Derartig dimensionierten Gelenken können bei statischer Beanspruchung ohne weiteres Verdrehungen von $\pm$ 10‰ entsprechend einem Bogenmass von $\pm$ 0,01 zugemutet werden.

Beim Hardturm-Viadukt wird mit folgenden grössten Gelenkbeanspruchungen gerechnet:

1. Einmalige Verdrehung infolge Vorspannen, Schwinden und Kriechen des Brückenaufbaues von + 6,0‰ und — 3,4‰.

2. Jahreszeitlich bedingte Verdrehungen infolge Verlängerung und Verkürzung der Brücke aus Temperaturänderungen im Ausmass von zusätzlichen + 1,2‰ und — 3,7‰. Gesamthaft betragen die Verdrehungen somit + 7,2‰ bzw. — 7,1‰.

3. Die Verdrehungen infolge Nutzlast sind vernachlässigbar klein. Hingegen erzeugt die Verkehrsbelastung eine stark anschwellende Normalkraft, die pro Stütze von 400 t infolge Eigengewicht der Brücke bis auf 900 t bei voller Nutzlast ansteigen kann.

Zur Gewinnung eines gesicherten Mittelwertes wurden die Versuche an drei gleich ausgebildeten Prüfkörpern durchgeführt. Das wirklichkeitsgetreu nachgebildete Gelenk besteht aus einer symmetrischen Einschnürung des mittleren Säulenquerschnitts von 80 cm Breite auf 15 cm. Das massgebende Einschnürungsverhältnis beträgt somit 1:5,3. Durch die auf die Hälfte verkürzte Gelenkachse von 80 cm Länge führen 13 Armierungsstähle von 34 mm Durchmesser. Damit der Gelenkbeton korrekt eingebracht werden kann, sind neben fünf vertikal stehenden Stählen je vier leicht nach beiden Seiten geneigt angeordnet (Bild 4).

Zur Aufnahme der Spaltzugkräfte sind in Querrichtung senkrecht zur Drehachse in der dem Gelenk unmittelbar anschliessenden Stützenpartie die entsprechenden Armierungsbügel angeordnet. In Richtung parallel zur Drehachse ist keine besondere Querzugarmierung eingebaut.

Mit den beidseits neben der Gelenkkonstruktion verlaufenden Vorspannkabeln wird die ruhende Belastung entsprechend dem Eigengewicht der Brücke simuliert. Die seitlich durch den Gelenkkeil führenden Stähle dienten als Montageeisen und sind nach dem Einbau des Prüfkörpers in die Versuchseinrichtung durchgetrennt worden (Bild 4).

Die Versuchskörper wurden wie im Bauwerk selbst stehend betoniert, Fusskörper, Stützenpartie und Kopfteil mit einem plastischen Beton P 300, mit einem Grösstkorn von 30 mm, die Gelenkpartie mit einem plastischen Beton P 350 und einem Grösstkorn von 18 mm. Der Wasser-Zementfaktor dieses Betons betrug 0,47 und die mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen rund 450 kg/cm².

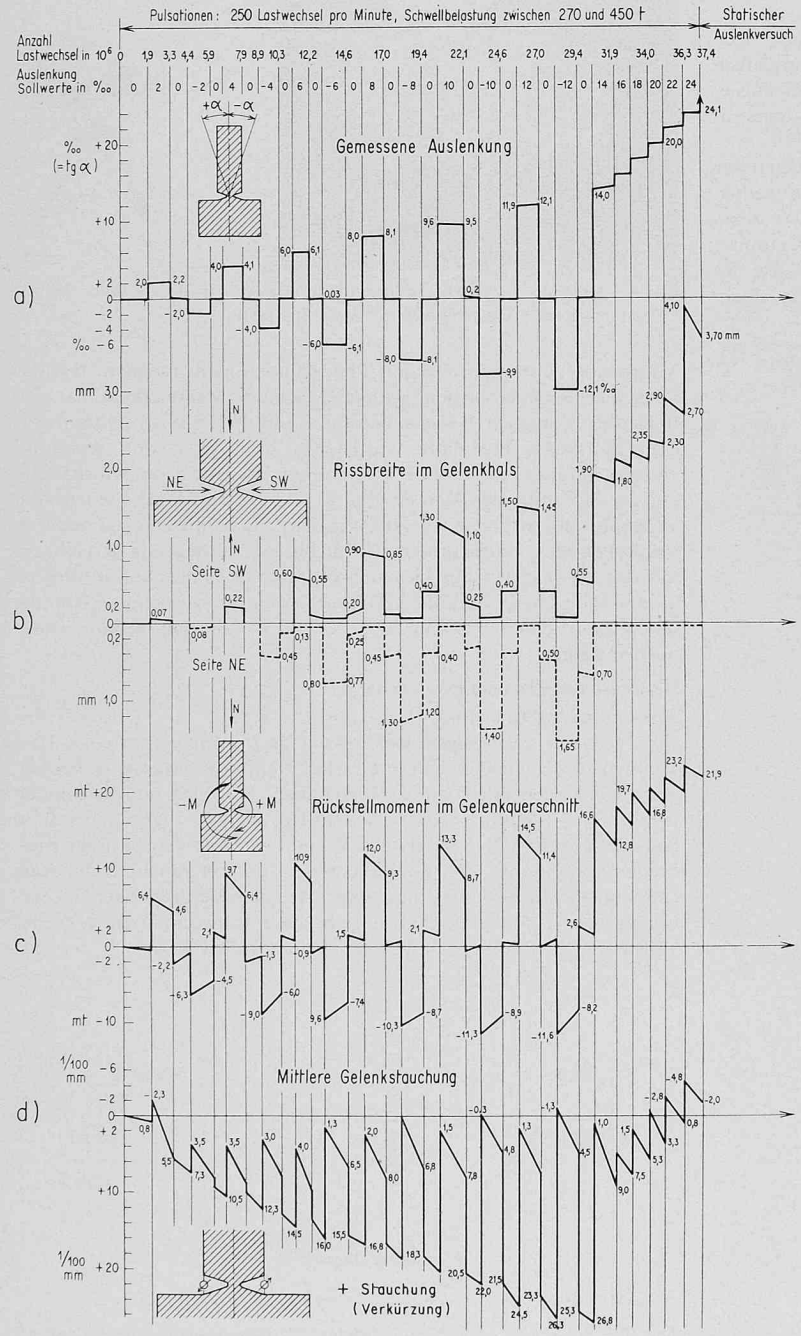

Bild 7. Untersuchungsverlauf und Messwerte von Versuchskörper II
Messungen bei ruhender Belastung N = 250 t

Versuchsdurchführung

In der Versuchseinrichtung ruhte der gegen 20 t schwere, an der EMPA nach den Plänen der erwähnten Ingenieurgemeinschaft erstellte Probekörper auf einem Walzenlager von 2 auf 2 Meter (Bild 5). Durch Verschieben des Fusskörpers mit Hilfe der horizontal angeordneten Presstöpfe konnten bei festgehaltener Kopfpartie die Gelenkverdrehungen erzeugt werden. Die dabei wirkenden Horizontalkräfte wurden mittels der zur Fixierung des Oberteiles eingebauten Haltestangen erfasst, welche dafür mit Dehnungsmesstreifen versehen waren. Mit den in den Stützenecken angebrachten Messuhren wurde die Auslenkung kontrolliert und zugleich die Gelenkstauchung ermittelt. Die vier über den Prüfkörper angeordneten Presstöpfe zu je 50 t erzeugten die pulsierende Last entsprechend der Verkehrsbeanspruchung. Die erforderlichen Kräfte wurden von je zwei seitlich angeordneten Amsler-Pulsatoren gesteuert und wiesen eine Frequenz von rund 250 Lastwechsel pro Minute auf.

Nach dem ursprünglichen Versuchsprogramm sollten die drei gleich ausgebildeten Versuchsobjekte demselben Versuchsablauf unterworfen werden. Es war vorgesehen, die Versuchskörper alternierend nach beiden Seiten auszulenken und jeweils jeder Gelenkverdrehung eine Phase pulsierender Beanspruchung folgen zu lassen. Die Auslenkgeschwindigkeit wurde auf 1‰ pro Stunde festgelegt. Die erstmalige Auslenkung betrug + 2‰ bzw. — 2‰. Die anschliessenden Auslenkungen waren jeweils nach beiden Seiten zunehmend in Schritten von 2‰ zu vergrössern, um so das erträgliche Mass der Gelenkverdrehungen abzutasten. Auf Grund der im Laufe der Versuche ermittelten Resultate wurden dann Programmänderungen vereinbart.

Die an den drei Versuchskörpern schliesslich durchgeführten Untersuchungen umfassten:

Körper I: Ermüdungsversuch mit gesamthaft 21 Mio Lastwechseln und Auslenkungen bis $\pm$ 10‰ (Bild 6a),

darauf begrenzter Druckversuch bis zu einer Normalkraft von 900 t entsprechend einer zweifachen Bruchsicherheit, abschliessend statischer Auslenkversuch.

Körper II: Ermüdungsversuch mit gesamthaft 37 Mio Lastwechseln und Auslenkungen bis 24‰ (Bild 7a), abschliessend statischer Auslenkversuch.

Körper III: Langsame statische Auslenkung bis 6‰ in Schritten von 0,5‰ täglich, Festhalten dieser Auslenkung während 14 Tagen, anschliessend Ermüdungsversuch mit gesamthaft 7 Mio Lastwechseln und Auslenkungen von 6‰ ± 3‰ (Bild 8a), abschliessend statischer Bruchversuch bei einer konstant gehaltenen Auslenkung von 6‰ bis zum Erreichen der Bruchlast bei 1610 t entsprechend einer Bruchsicherheit von rund 3,5.

Der Versuchskörper III wurde unmittelbar in Anlehnung an die in Wirklichkeit zu erwartenden Beanspruchungen untersucht. Die anfängliche statische Auslenkung von 6‰ entsprach der Verdrehung infolge Vorspannen, Kriechen und Schwinden des Brückenüberbaues. Beim Festhalten dieser erstmaligen Auslenkung während 14 Tagen war der Zeiteinfluss auf den Abbau von Spannungsspitzen und die Kräfteumlagerung zu beobachten. Bei den anschliessenden Ermüdungsversuchen wurden der Verdrehung von 6‰ die den jahreszeitlich bedingten Verlängerungen und Verkürzungen des Brückenüberbaues entsprechenden Auslenkungen von ± 3‰ überlagert.

Bei den Ermüdungsversuchen wurden periodisch vor und nach jeder Pulsationsphase und während den Auslenkungsvorgängen statische Messungen durchgeführt. Zusätzlich liessen sich bei pulsierender Beanspruchung der Prüfobjekte einige orientierende dynamische Messwerte festhalten.

Von Hauptinteresse zur Beurteilung des Gelenkverhaltens war der jeweilige Zustand des Gelenkhalses. Erwartungsgemäss stellten sich dort infolge der Auslenkungen Risse ein. Dabei war ihr Ausmass in den verschiedenen Versuchsstadien ein charakteristisches Kriterium zur Beurteilung des Gelenkzustandes. Die Breite des in der Tiefe des Gelenkhalses liegenden Risses wie üblich mit einer Lupe oder einem

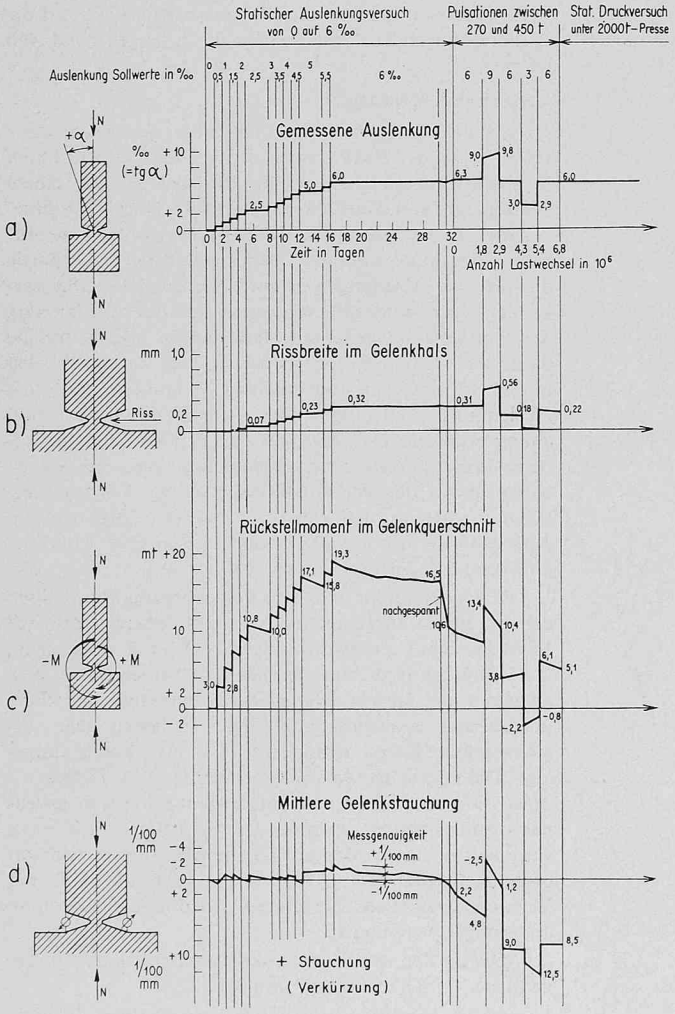

Bild 8. Untersuchungsverlauf und Messwerte von Versuchskörper III Messungen bei ruhender Belastung N = 250 t

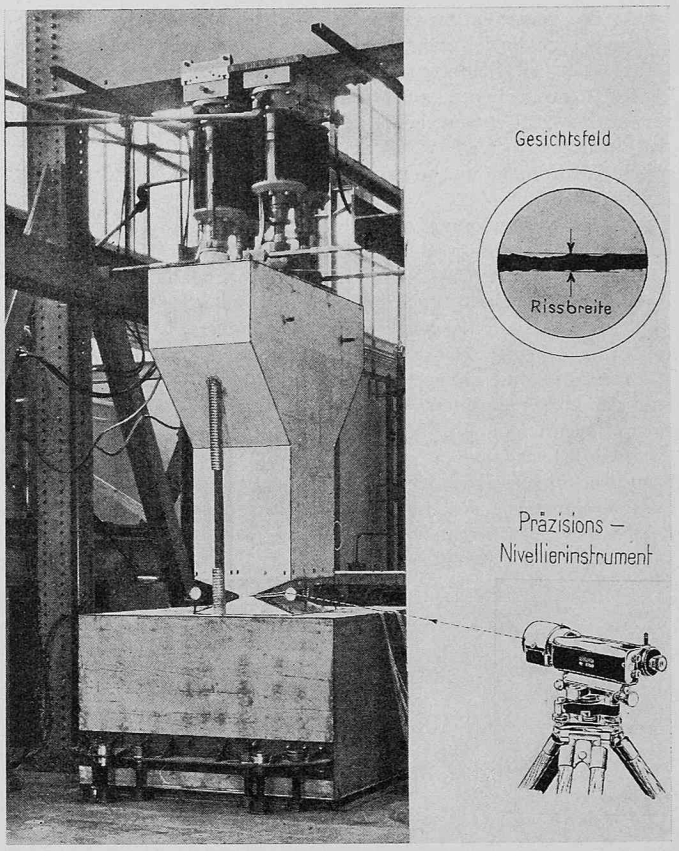

Bild 9. Methode zur Messung der Rissbreite in der Gelenkkehle mittels Präzisions-Nivellierinstrument mit Planparallelplatte

Mikroskop zu messen, war aus Platzgründen nicht möglich. Auf der Suche nach einer einfachen, genügend genauen Messmethode hat sich folgendes Vorgehen bestens bewährt: Ein Präzisionsnivellierinstrument mit Planparallelplatte wird zwei bis drei Meter vom Messpunkt entfernt aufgestellt und ohne Verwendung der Horizontiereinrichtung auf den zu messenden Riss einvisiert (Bild 9). Bei festgehaltenem und allenfalls schiefstehendem Instrument wird zuerst die eine, dann durch Verdrehen der Planparallelplatte die gegenüberliegende Risskontur mit dem Fadenkreuz zur Deckung gebracht. Aus der Ablesedifferenz an der Mikrometerschraube ergibt sich somit die gesuchte Rissbreite, welche mit einiger Übung auf ± 1/100 ÷ 2/100 mm genau erfasst werden kann.

Resultate der Ermüdungsversuche

Risse im Gelenkhals (Bild 10)

Nach der erstmaligen Verdrehung des Gelenkes um etwa 1‰ konnten in der Gelenkkehle die ersten Haarrisse festgestellt werden. Bei der massgebenden, durch Vorspannen, Kriechen und Schwinden bedingten Auslenkung von 6‰ wurden auf der zugbeanspruchten Seite des Gelenkhalses der ersten zwei untersuchten Probekörper Rissbreiten von 0,4 mm bis 0,8 mm gemessen, die mit zunehmender Auslenkung ebenfalls weiter zunahmen. Bei den Verdrehungen in entgegengesetzter Richtung haben sich diese Risse anfänglich wieder vollständig geschlossen (Bilder 6b, 7b und 8b).

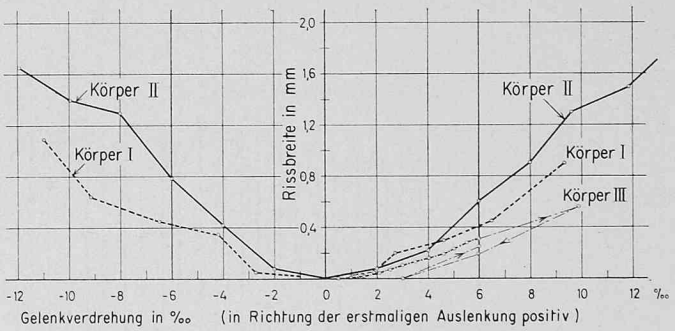

Bild 10. Rissbreite in der Gelenkkehle in Abhängigkeit der Gelenkverdrehung. Die Messungen wurden periodisch unter ruhender Belastung entsprechend dem Eigengewicht des Brückenaufbaues durchgeführt

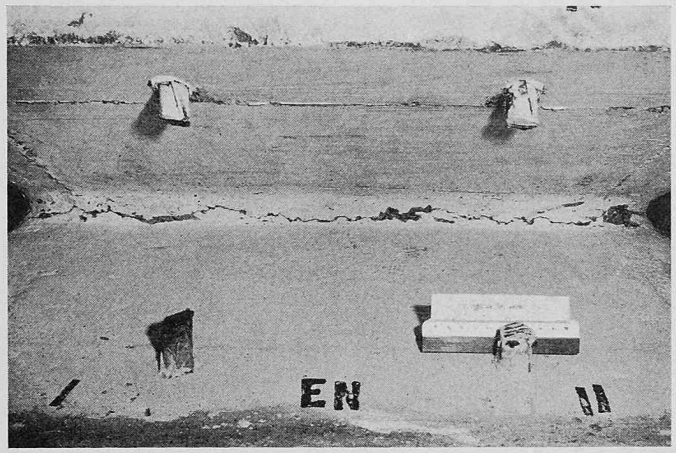

Bild 11a. Momentane Zugseite: maximale Rissbreite 0,80 mm, erste geringfügige Abplatzungen der äusseren Betonhaut (dunkle Partien am vor Versuchsbeginn geweisselten Gelenkhals)

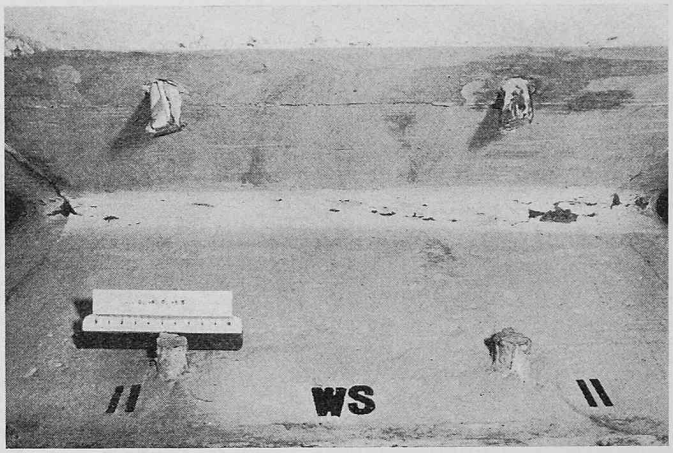

Bild 11b. Momentane Druckseite: Riss praktisch vollständig geschlossen, erste geringfügige Abplatzungen der äusseren Betonhaut

Bilder 11a und 11b. Gelenkkehle nach Auslenkung von 6 ‰ in beiden Richtungen und insgesamt rund 15 Millionen Pulsationen mit der vollen Nutzlast

Für die im Bauwerk zu erwartenden Gelenkverdrehungen überschritten in den erwähnten Fällen die beobachteten Rissbreiten deutlich das Mass, das für einen genügenden Korrosionsschutz der Armierungsstähle normalerweise als erforderlich erachtet wird (Bilder 11 und 12). Gemäss CEB-Empfehlungen [9], ergänzt durch unsere Erfahrungen, können für eine genügende Witterungsbeständigkeit von Stahlbeton die folgenden Rissbreiten zugelassen werden: Bei geschützten Bauteilen 0,3 mm unter der maximalen Last und 0,2 mm unter ständiger Last; bei ungeschützten Bauteilen 0,2 mm unter der maximalen Last und 0,1 mm unter ständiger Last. Diese Angaben gelten aber für die übliche Betonüberdeckung der Armierung von etwa 2 cm. Bei den vorliegenden Gelenken beträgt dagegen die Betonüberdeckung rund 6 cm. Dazu kommt, dass im Versuch die Verdrehungen – bedingt durch die Zeitraffung – rascher aufgebracht werden mussten, als sie in Wirklichkeit auftreten. Dabei konnte sich das plastische Verformungsvermögen mit dem sich im vorliegenden Fall günstig auf die Rissbildung auswirkenden Abbau der Spannungsspitzen nicht voll entfalten. Diese beiden Punkte sind insbesondere bei der Beurteilung der bei den ersten beiden Versuchen gemessenen Rissbreiten zu berücksichtigen. Zur Beobachtung des Zeiteinflusses wurde deshalb der dritte Versuchskörper vor den dynamischen Lastpulsationen langsam, in täglichen Schritten von 0,5‰, auf 6‰ ausgelenkt. Die dabei entstandene Rissbreite betrug rund 0,3 mm und lag somit unter derjenigen, welche bei den vorhergehenden Versuchen bei gleicher Gelenkverdrehung ermittelt worden war. Beim dritten Versuchskörper wurde erst bei dieser Auslenkung von 6‰ mit den dynamischen Beanspruchungen begonnen. Darauf wurde die Gelenkverdrehung auf 10‰ vergrössert; nach einer Pulsationsphase in dieser Lage war das Gelenk wieder auf 6‰, nach einer erneuten Pulsationsphase weiter auf 3‰ und nach einer Phase dynamischer Beanspruchungen in dieser Position wieder in seine mittlere Auslenkungslage von 6‰ zu verdrehen, in welcher die abschliessenden Lastpulsationen aufgebracht wurden (Bild 8a). Nach Beendigung der Ermüdungsversuche konnte bei gleicher Gelenkverdrehung von 6‰ wie zu Beginn der Ermüdungsversuche an derselben Stelle eine von 0,3 mm auf rund 0,2 mm reduzierte Rissbreite gemessen werden. – Ergänzend zu diesen günstigeren Feststellungen im dritten Versuch werden Beobachtungen und Vergleichsmessungen am Bauwerk selbst weitere wertvolle Hinweise liefern.

Neben den Rissbildungen auf der Zugseite konnte auf der gegenüberliegenden druckbeanspruchten Seite des Gelenkhalses bei Auslenkungen von 6‰ und mehr ein Abbröckeln der äusseren Betonschicht beobachtet werden, was an den vor Versuchsbeginn geweisselten Gelenkhälsen deutlich sichtbar wurde. Bei gleichbleibender Auslenkung klang dieser Ausbruchprozess mit zunehmender Anzahl Lastpulsationen allmählich ab und schien einem Grenzzustand zuzustreben (Bild 13). Das Loslösen beschränkte sich auf die oberflächliche Betonhaut und erreichte eine Tiefe von 1 ÷ 2 mm.

Querzugrisse

Im Laufe der Ermüdungsversuche zeigten sich bei Auslenkungen von über 6‰ an den Querseiten der Säulenpartie die ersten strahlenförmig von der Einschnürungszone ausgehenden Risse (Bild 14). Bis zum Abschluss der Ermüdungsversuche erreichten diese eine maximale Breite von 0,1 mm, die etwa 15 cm oberhalb der Gelenkachse gemessen wurde. Diese Feststellungen weisen auf die wichtige Funktion der Querzugarmierung hin, die so nah als möglich an den Einschnürungsbereich heranzuführen ist.

Rückstellmoment

Im Vergleich mit einem idealen Gelenk ist bei einem Betongelenk mit einer gewissen Momentenübertragung zu rechnen. Dieses im Gelenkquerschnitt wirkende statische Rückstellmoment liess sich bei den Versuchen aus den gemessenen, normal zur Gelenkachse eingeführ-

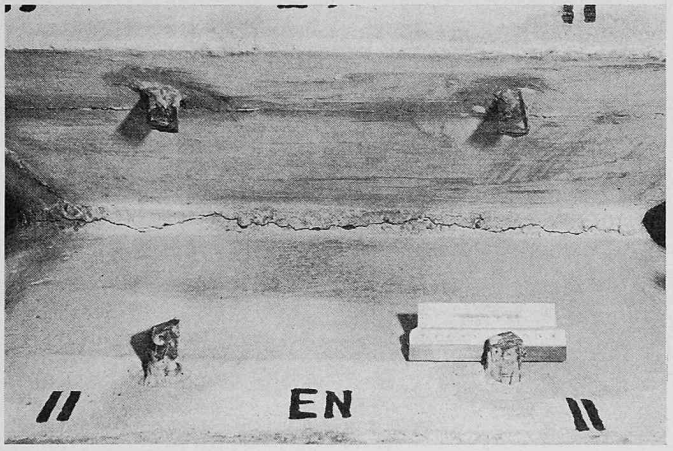

Bild 12a. Momentane Zugseite: maximale Rissbreite 1,40 mm

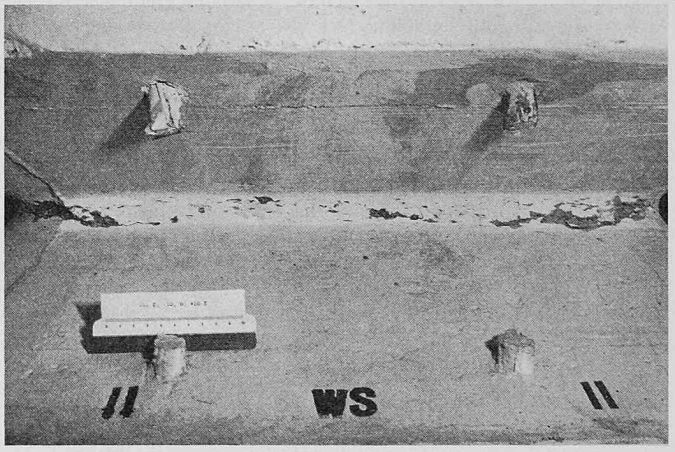

Bild 12b. Momentane Druckseite: Riss praktisch vollständig geschlossen

Bilder 12a und 12b. Gelenkkehle nach Auslenkung von 10 ‰ in beiden Richtungen und insgesamt rund 25 Millionen Pulsationen mit der vollen Nutzlast

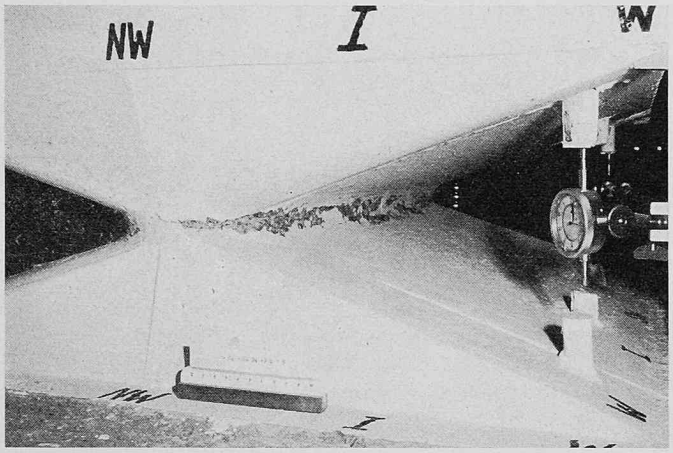

Bild 13. Zustand des Betongelenkes nach über 20 Millionen Lastwechseln mit der vollen Nutzlast und Auslenkungen von 10 ‰ in beiden Richtungen. Zur besseren Sichtbarmachung der Rissbildungen und Betonabsplitterungen wurden die Probekörper vor Versuchsbeginn geweisselt

ten horizontalen Verschiebungs- bzw. Haltekräften ermitteln (Bilder 6c, 7c und 8c).

Das grösste bei den Ermüdungsversuchen gemessene Rückstellmoment betrug 19,3 mt und wurde am Ende der langsamen statischen Auslenkung von Körper III nach Erreichen der Gelenkverdrehung von 6‰ ermittelt. Durch Abbau der Spannungsspitzen infolge Kriechen wurden insbesondere bei den dynamischen Beanspruchungen die Rückstellmomente reduziert. So betrugen sie bei den Körpern I und II bei einer Auslenkung von $\pm$ 6‰ vor Beginn der entsprechenden Pulsationsphase 9,6 bis 11,0 mt und nach den darauffolgenden 1,1 bis 1,6 Mio Lastwechsel noch 5,8 bis 9,0 mt.

Gelenkstauchung

Gleichzeitig mit der Ermittlung der Gelenkverdrehung liess sich aus den Ablesungen der vier in den Stützenecken installierten Durchbiegungsmesser (Messuhren) die mittlere Stauchung der Gelenkpartie erfassen (Bilder 6d, 7d und 8d). Aus dem Vergleich der jeweils in der Mittellage der Verschiebungsbewegungen – Ausgangslage von 0‰ Auslenkung für die Versuchskörper I und II, 6‰ Auslenkung für Versuchskörper III – gemessenen Werte ist deutlich die fortschreitende Zunahme der Gelenkstauchung in Abhängigkeit der Anzahl Lastpulsationen ersichtlich. Anderseits zeigte sich, was bei Körper II deutlich in Erscheinung trat (Bild 7d), dass infolge Verdrehung des Gelenkes von der Null-Lage weg regelmässig eine Hebung der Gelenkpartie resultierte, das heisst, der Mittelwert der vier mit den Gelenkuhren erfassten Abstände nahm dabei zu.

Die grösste gemessene mittlere Gelenkstauchung, welche bei den Ermüdungsversuchen beobachtet werden konnte, betrug 0,27 mm. Sie wurde nach über 30 Mio Lastwechseln bei Körper II in unausgelenkter Lage unter ruhender Gelenkbeanspruchung entsprechend dem Eigengewicht des Brückenaufbaues ermittelt. Aus dem Verlauf der Gelenkstauchung in der ersten Versuchsphase von Körper III mit der in täglichen Schritten von 0,5‰ aufgebrachten Gelenkverdrehung von 0 auf 6‰ geht hervor, dass sich die erwähnten Hebungen infolge Auslenkung und die zeitabhängigen plastischen Stauchungen unter Eigengewicht praktisch aufgehoben haben.

Gelenkarmierung

Bei den Versuchskörpern II und III wurden je zwei Gelenkstähle mit elektrischen Dehnungsmesstreifen (Strain Gages) bestückt, um Hinweise über Beanspruchungen im Innern des Gelenkhalses zu erhalten. Beim Aufbringen der statischen Eigengewichtsbeanspruchung liess sich an der Gelenkarmierung eine mittlere Stahlstauchung von $260 \cdot 10^{-6}$ entsprechend einer Stahlspannung von 550 kg/cm² messen. Aus dem erfassten Verlauf der Stahldehnungen in den Randfasern in Abhängigkeit der Gelenkverdrehung ergaben sich beispielsweise für die Auslenkung von 0 auf 10‰ zusätzliche Dehnungen von $\pm 1000 \cdot 10^{-6}$ bis $\pm 1200 \cdot 10^{-6}$ entsprechend rund $\pm$ 2000 bis $\pm$ 2500 kg/cm² Stahlspannung.

Abschliessende statische Bruchversuche

Die Ermüdungsversuche mussten nach millionenfachen Lastpulsationen und zum Teil weit über das zu erwartende Mass getriebenen Gelenkverdrehungen schliesslich abgebrochen werden, bevor die Gelenke versagten. Mit dem Ziel, Angaben über die noch vor-

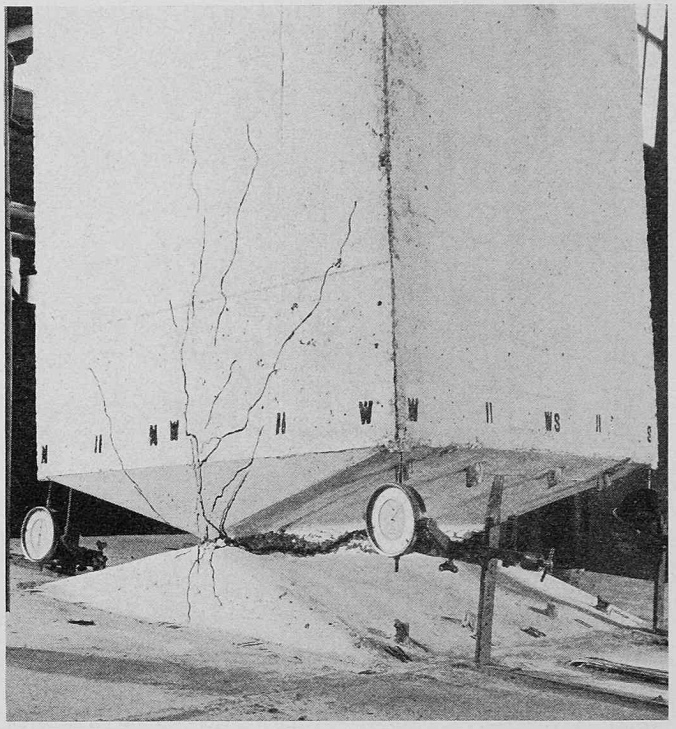

Bild 14. Betongelenk nach über 37 Millionen Lastwechseln statisch um 140 ‰ (rd. 8° Neigung) verdreht. Dabei öffnete sich der Riss in der Gelenkkehle auf rund 1 cm Breite und die nachgezeichneten Querzugrisse von 0,1 mm nach Abschluss der Ermüdungsversuche auf 1,0 mm. Zur besseren Sichtbarmachung wurden die Risse an der geweisselten Oberfläche nachgezeichnet

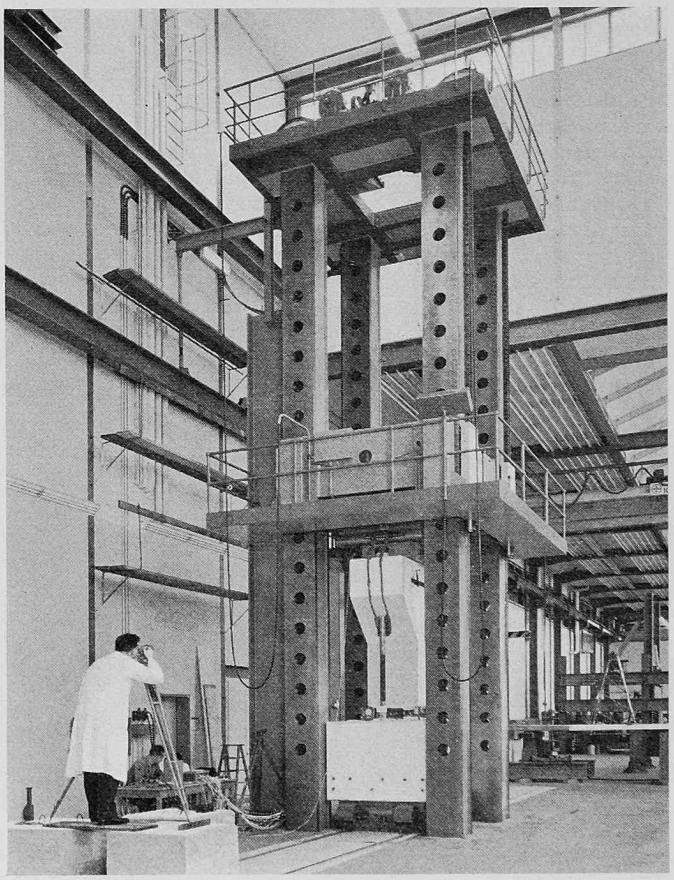

Bild 15. Druckversuch in der 2000-t-Presse bei festgehaltener Verdrehung des Betongelenkes von 6 ‰. Bruchlast 1610 t entsprechend einer statischen Bruchsicherheit von rund 3,5

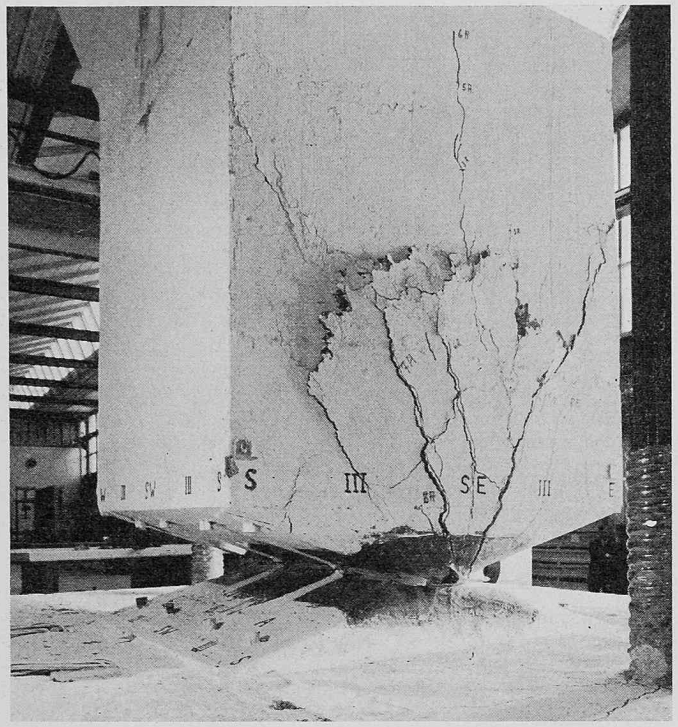

Bild 17. Betongelenk nach Erreichen der Bruchlast von 1610 t, mit klaffenden Querzugrissen und Aufbauchen des Betons infolge Ausknicken der Gelenkstähle im Stützenkopf

handene Bruchsicherheit zu erhalten, wurden die drei Prüfkörper abschliessend noch kurzfristigen statischen Versuchen unterworfen.

Beim ersten Versuchskörper konnte die Normalkraft in der ursprünglichen Versuchseinrichtung bis auf 900 t getrieben werden, was dem doppelten Betrag der grössten Gebrauchslast aus Eigengewicht plus voller Nutzlast entsprach. Damit liess sich bis zum Erreichen der Kapazität der Versuchseinrichtung vorläufig eine zweifache Bruchsicherheit nachweisen. Der dritte Versuchskörper wurde analog in der 2000-t-Presse geprüft (Bild 15). Dabei konnte eine Höchstlast von 1610 t aufgebracht werden, was einer statischen Bruchsicherheit von rund 3,5 entspricht (Bild 16). Der Bruchzustand stellte sich infolge Versagen der auf Querzug beanspruchten Säulenpartie ein, wobei der Bruch dank der Bügelarmierung nicht plötzlich auftrat. Mit zunehmender Belastung öffneten sich an den beiden Querseiten der über dem Gelenk anschliessenden Säulenpartie klaffende Querrisse, bis sich bis auf die Armierung reichende Betonschalen ablösten (Bild 17). Im betreffenden Bereich knickten die Gelenkarmierungsstähle aus, und schliesslich rissen dort die meistbeanspruchten Querzugbügel.

Der Versuchskörper I, welcher vorgängig bereits mit dem zweifachen Wert der grössten Gebrauchslast beansprucht worden war, sowie der Versuchskörper II wurden im Anschluss an die Ermüdungsversuche noch statisch extrem stark ausgelenkt (Bild 18). Das dabei ermittelte Rückstellmoment nahm bis zu einer Gelenkverdrehung von rund 60‰ (rund 3,5 Grad Neigung) zu und fiel dann nach Erreichen eines Maximums von rund 25 mt mit zunehmender Auslenkung vorübergehend allmählich wieder ab (Bild 19). Dabei öffnete sich auf der Zugseite des Gelenkhalses schliesslich ein zentimeterbreiter Riss, und auf der Gegenseite trat ein starkes Stauchen und Ausquetschen des

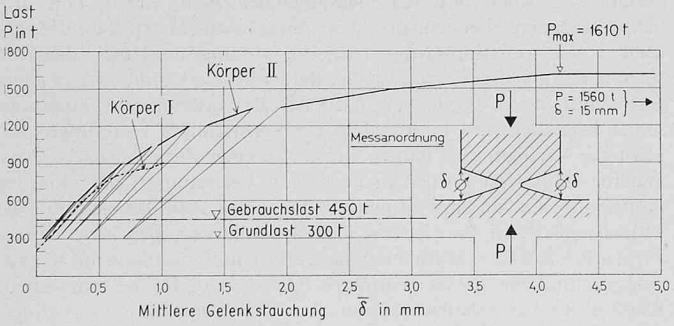

Bild 16. Last-Stauchungsdiagramm aus Druckversuch an Betongelenk III mit einer Auslenkung von 6 ‰

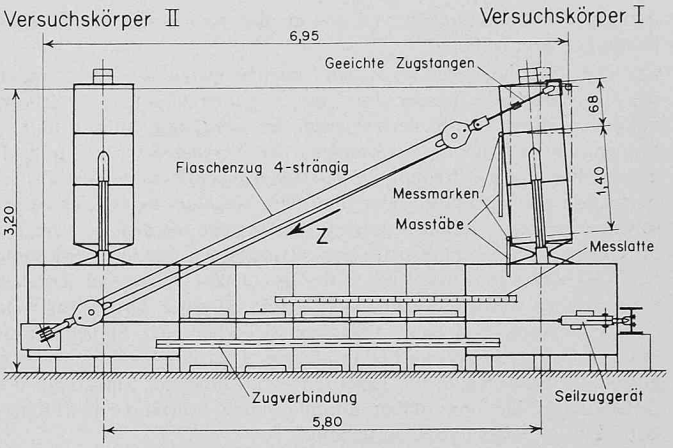

Bild 18. Versuchseinrichtung für grosse statische Verdrehungen an Betongelenken

Betons in Erscheinung. Im fortgeschrittenen Versuchsstadium klafften am Stützenkopf die bekannten strahlenförmig von der Gelenkachse ausgehenden Querzugrisse zunehmend auf, bis sich ebenfalls bis auf die Bügelarmierung reichende Betonschalen ablösten (Bild 12 in [10] Bei Auslenkungen von über 250‰ (15 Grad Neigung) stieg der Verdrehungswiderstand der Gelenke wieder an, bis beim Aufliegen des Stützenrandes auf der Fusskörperpartie der Versuch abgebrochen werden musste.

Beurteilung und Schlussfolgerung

Die ausgedehnten wirklichkeitsnahen Ermüdungsversuche, welche unseres Wissens erstmals in dieser Art durchgeführt worden sind, haben den Nachweis erbracht, dass die für den Hardturm-Viadukt bemessenen armierten Betongelenke die für eine Eisenbahnbrücke erforderlichen Bedingungen hinsichtlich Festigkeit erfüllen.

Die Untersuchungen umfassten drei gleich ausgebildete Versuchskörper mit massstabsgetreuen Gelenkdimensionen. Die während den Versuchen periodisch durchgeführten Messungen und Beobachtungen werden mit der Ausgangslage verglichen und in Beziehung zum Versuchsablauf gesetzt.

Bei den Ermüdungsversuchen konnten die Grenzen der vorgegebenen Gebrauchsbeanspruchungen durchwegs um ein zuverlässiges Sicherheitsmass überschritten werden. Dabei liess sich bei keinem der drei untersuchten Prüfkörper ein Versagen der Gelenke erreichen, obwohl der ausgedehnteste Versuch bis zu seiner Beendigung gegen 40 Mio volle Nutzlastbeanspruchungen umfasste und die Gelenkverdrehungen dabei bis auf 24‰ getrieben wurden.

In der Gelenkkehle bildeten sich erwartungsgemäss Risse, welche bei den zeitgerafften Ermüdungsversuchen an den ersten beiden Prüfkörpern noch unterhalb der vorgesehenen Gebrauchsauslenkung die für normalen Stahlbeton zulässige Breite überschritten. Dagegen wurde beim letzten, innerhalb von 14 Tagen auf 6‰ ausgelenkten Versuchskörper eine grösste Rissbreite von 0,3 mm gemessen. Trotz der zeitabhängigen plastischen Verformungseigenschaften des Gelenkquerschnittes sind auch am Bauwerk auf der zugbeanspruchten Seite des Gelenkhalses für die grössten vorgesehenen Gebrauchsauslenkungen in der Regel Rissbildungen zu erwarten. Deshalb sind zur Gewähr-

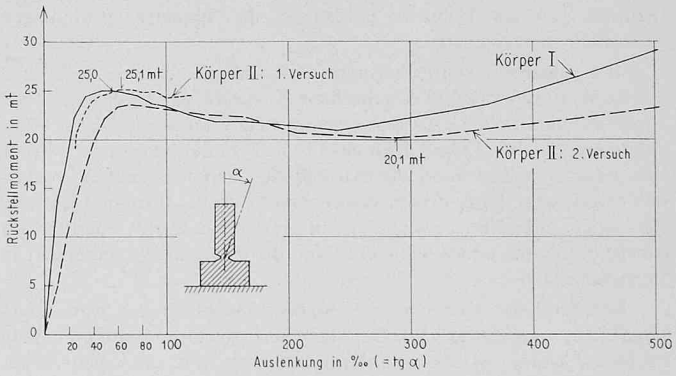

Bild 19. Rückstellmoment im Betongelenkquerschnitt in Abhängigkeit der Verdrehung ermittelt bei den statischen Auslenkversuchen an den Versuchskörpern I und II im Anschluss an die Ermüdungsversuche

leistung der Beständigkeit von Beton und Armierung die Gelenke laufend zu kontrollieren.

Die abschliessenden statischen Versuche waren auf das Erreichen des Bruchzustandes ausgerichtet, um Angaben über den noch vorhandenen statischen Sicherheitsgrad der vorgängig auf Ermüdung beanspruchten Gelenke zu erhalten. Die Versuchskörper I und II, bei welchen eine Verdrehung des Kopfteils gegenüber der Fusskörperpartie von gegen 30 Grad oder rund dem 80fachen Betrag der vorgesehenen grössten Gebrauchsauslenkung erzeugt worden war, zeigten im Gelenkbereich schliesslich starke Rissschäden. Eindeutiger konnte beim letzten Versuchskörper unter der 2000-t-Presse die Traglast nachgewiesen werden, indem nach Erreichen einer Druckkraft von 1610 t, entsprechend einer 3,5fachen Sicherheit, der Stauchprozess und die Gelenkzerstörung bei abfallender Last beschleunigt vor sich gingen. Dabei versagte bei gleichzeitig zunehmender Stauchung des Gelenkhalses die unmittelbar anschliessende Stützenpartie (Pfeilerkopf) infolge Spaltzugbeanspruchung.

Da somit im Versuch unter strengen Beanspruchungen der Nachweis erbracht werden konnte, dass die Gelenke festigkeitsmässig auch den Anforderungen bei Eisenbahnbrücken zu genügen vermögen, werden sie nun beim Hardturm-Viadukt eingebaut. Damit lassen sich im Vergleich mit entsprechenden Stahlauflagern Baukosten einsparen [11], [12], was eine genauere Überprüfung der Anwendung von Betongelenken rechtfertigt. Es lag in der Natur dieser gebundenen Versuche, einen weiteren, aber keineswegs abschliessenden Beitrag zur allgemeinen Erfassung des Verhaltens von Betongelenken zu erbringen. Das wurde durch die Schweizerischen Bundesbahnen ermöglicht, welche der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt den interessanten Untersuchungsauftrag auf Grund des Vorschlages der Projektverfasser, beim Hardturm-Viadukt Betongelenke einzubauen, erteilten.

Literaturverzeichnis

[1] *Stettler, E. F.:* Stahlbeton-Federgelenke an Stahlbeton-Brücken. «Schweiz. Bauzeitung», 1964, H. 48, S. 839.

[2] *Kammüller, K.* und *Jeske, O.:* Federgelenke. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 125, 1957.

[3] *Rösli, A.:* Einige Laboratoriumsversuche an ganzen Bauteilen. Verein Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten, 54. Jahresbericht, 1964, S. 39–46.

[4] *Base, G. D.:*
a) Some Tests on a Particular Design of Reinforced Concrete Structural Hinge. «The Reinforced Concrete Review», 1960. Vol. 5, No. 7, S. 449–460.
b) Tests on a Particular Design of Reinforced Concrete Rocker Bearing for Motorway Bridges. Cement and Concrete Association, London, Technical Report 351, April 1961.
c) Tests on a Reinforced Concrete Hinge with a Large Design Rotation. Cement and Concrete Association, London. Technical Report 359, February 1962.

[5] *Dix, J.:* Betongelenke unter oftmals wiederholter Druck- und Biegebeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 150, 1962.

[6] *Leonhardt, F.* und *Reimann, H.:* Betongelenke, Versuchsbericht, Vorschläge zur Bemessung und konstruktive Ausbildung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 175, 1965.

[7] *Soutter, P.:* Die Stahlbeton-Federgelenke an den Viadukten des Verkehrsteilers der Autobahnen in Ecublens. «Schweiz. Bauzeitung», 1964, H. 40, S. 693–699.

[8] *Rösli, A.:* Gelenke aus Stahlbeton. Schlussbericht, 7. IVBH-Kongress, Rio de Janeiro, 1964, S. 479–488.

[9] Empfehlungen zur Berechnung und Ausführung von Stahlbetonbauwerken, Europäisches Beton-Komitee, C.E.B., Deutscher Betonverein e. V.

[10] *Sallenbach, H. H.:* Betongelenke beim Hardturm-Viadukt. «Schweiz. Bauzeitung». 1967, H. 33, S. 615–619.

[11] *Bänziger, D. J.:* Armierte Betongelenke beim Hardturm-Viadukt der SBB in Zürich. Verein Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten, 56. Jahresbericht, 1966, S. 59–60.

[12] *Bänziger, D. J.:* Der Hardturm-Viadukt der SBB in Zürich, «Schweiz. Bauzeitung». 1967, H. 33, S. 609–614.

Adresse des Verfassers: *E. O. Fessler,* dipl. Bauing. ETH, EMPA, 8600 Dübendorf, Überlandstrasse 129.

50 Jahre Ventilator AG Stäfa

DK 061.5:621.63

Die bestens bekannte Firma für lufttechnische Anlagen beging im Juni 1967 die Feier ihres fünfzigjährigen Bestehens. Der Firmengründung, die am 20. Dezember 1916 erfolgte, ging eine bereits über ein Vierteljahrhundert dauernde Vorgeschichte voran: 1892 hatte Herr *Kündig-Honegger* in der «alten Oeri» in Oberuster die Herstellung von Ventilatoren und Schweissmaschinen aufgenommen. 1893 trat Herr *Fritz Wunderli* in die Firma ein, die nach dem 1901 erfolgten Rücktritt von Herrn Kündig unter dem Namen Fritz Wunderli weitergeführt wurde. Sie ging dann 1916 an die Ventilator AG mit vorläufigem Sitz in Zürich über, die von den Unternehmern *Camille Bauer, Henri Bernheim, Georges* und *Ferdinand Staehelin* und *Carl Loos* gegründet worden war. 1917 wurde die Fabrikation von Uster nach Stäfa verlegt, nachdem dort eine geeignete Liegenschaft mit Landreserven erworben werden konnte.

Die bisherigen Fabrikationszweige der Vorgängerin wurden vorerst beibehalten; es waren das die Einrichtung von Entstaubungs- und Spänetransportanlagen sowie der Bau von Schrauben- und Zentrifugalventilatoren aller Art. Dazu kam im Jahre 1920 die Herstellung von Lamellen-Wärmeaustauschern sowie von Luftbefeuchtungsapparaten (Brumax). In der Folgezeit gelang es, die Spänetransportanlagen wesentlich zu verbessern.

Die allgemeine wirtschaftliche Krise in den Jahren nach dem Ersten Weltkrieg brachte empfindliche Rückschläge, die erst der 1924 zum kaufmännischen Direktor ernannte Herr *Otto Schmid* zu überwinden vermochte. Dazu haben technische Erfindungen, die Konstruktion neuer Apparate und der Ausbau des Exportgeschäftes wesentlich beigetragen. Besonders zu erwähnen ist die 1931 erfolgte Lieferung der ersten Grossklimaanlage für ein Bürogebäude der Naphta AG (Shell) in Genua, da sie wahrscheinlich die erste Anlage dieser Art in Europa darstellt.

Während der Krisenjahre 1930 bis 1936 brach das Auslandgeschäft fast völlig zusammen. Der stark verringerte Bestellungseingang im Inland zwang zur Einschränkung der wöchentlichen Arbeitszeiten. In diese Zeit fiel der Tod Camille Bauers (1935), der dem Unternehmen während fast zwei Jahrzehnten mit Umsicht und Klugheit vorstand. Das Amt des Präsidenten im Verwaltungsrat übernahm dessen ältester Sohn, Dr. *Georges Bauer*. Unter seiner Leitung verbesserte sich die wirtschaftliche Lage; sie ermöglichte Vollbeschäftigung und eine Ausweitung des Fabrikationsprogramms. So wurde der Bau von Elektrofiltern von der Firma Hochvolt in Baden übernommen. Diese dienen der Niederschlagung von Staub und Dampf. Damals ist auch ein Zweigbüro in Zürich errichtet worden.

Der Zweite Weltkrieg brachte Mangel an Arbeitskräften und Materialien sowie Exportschwierigkeiten und zwang zur Umstellung auf den Inlandmarkt sowie zur Entwicklung neuartiger Konstruktionen. Unter diesen erlangten Kavernen-Klimaanlagen mit Wärmepumpen für militärische Bauten und unterirdische Zentralen von Wasserkraftwerken besondere Bedeutung.

Im Mai 1948 verliert die Firma ihren langjährigen Direktor Otto Schmid, der dank zielbewusster Arbeit, Sparsamkeit und grossem Geschick die schwierigen Krisenjahre zu überbrücken verstand. Als neuer Direktor wurde *Jean Bauer* gewählt, der seit Ende 1957 als Delegierter des Verwaltungsrates dem inzwischen auf 360 Mitarbeiter angewachsenen Unternehmen vorsteht.

Die neuesten Entwicklungen betreffen Konstruktion und serienweise Herstellung von klimatechnischen Bauelementen, die es ermöglichen, die vielgestaltigen und verwickelten Apparate kostengünstig zusammenzubauen und den mannigfachen Bedürfnissen und örtlichen Gegebenheiten entsprechend anzupassen. Hinzu kam die Bildung von Installationsgruppen für die Montage und die Inbetriebsetzung der gelieferten Anlageteile. Bald wurde erkannt, dass es einer Firma mittlerer Grösse nicht möglich ist, alle Maschinen und Apparate selber herzustellen. Um trotzdem ein vollständiges Lieferungssortiment zur Verfügung zu haben, kam es zu einer Zusammenarbeit mit anderen führenden Firmen in Form von Vertretungen oder Lizenzfabrikation. Davon sind zu nennen die Firma Paul Tollrich & Co., Mönchengladbach, für moderne Radialventilatoren, die Carrier Corp., Syracuse, USA, für Kälteerzeugungsgruppen in Verbindung mit Klimaanlagen, und die Firma Baltimore Airecoil Co. für leistungsfähige Kühltürme. Axialventilatoren mit besonders hohen Wirkungsgraden sind in Stäfa entwickelt worden und werden auch dort gebaut. Später sind Vertretungs- und Lizenzverträge mit folgenden deutschen Firmen