Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 85 (1967)
Heft: 33

Artikel: Betongelenke beim Hardturm-Viadukt: Vortrag
Autor: Sallenbach, H.H.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-69514

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: 27.12.2025

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

Betongelenke beim Hardturm-Viadukt

DK 624.094:624.012.4

Vortrag von **H. H. Sallenbach,** dipl. Ing. ETH/SIA, gehalten am 3. Juni 1966 in Zürich anlässlich der Diskussionstagung über Betongelenke, durchgeführt von der SIA-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau

Nachdem die SBB die Anwendung von Betongelenken beim Hardturm-Viadukt unter der Voraussetzung der Durchführung von Versuchen gestattet hatten, wurde zu Beginn des Jahres 1963 mit den entsprechenden Versuchsvorbereitungen begonnen. Mitte Mai 1966 konnten die Versuche inklusiv deren Auswertung abgeschlossen werden, es war also dazu eine Zeit von rund 3 Jahren erforderlich.

1. Einleitung

Ein Betongelenk kann grundsätzlich in zwei verschiedene Zonen, die sich hinsichtlich des Spannungszustandes wesentlich unterscheiden, eingeteilt werden (Bild 1):

1. Einschnürungsbereich (Gelenkhals)
2. Verteilbereich (Gelenkkopf)

Die Spannungen im Gelenkkopf sind auch an anderen Stellen konzentrierter Lasteinleitungen wie Auflagerplatten, Vorspannkabelverankerungen usw, in analoger Weise vorhanden und wurden auch schon häufig theoretisch und versuchstechnisch behandelt. Meine Ausführungen werden sich somit zur Hauptsache auf die Beanspruchungen des Gelenkhalses beschränken.

2. Zweck und Ziel

Aus meiner Studienzeit ist mir noch die folgende Wandtafelskizze in lebhafter Erinnerung (Bild 2). Dieses Bild sollte in anschaulicher Weise die Gefährlichkeit der Anwendung von Betongelenken darstellen. Es ist nun das Ziel meiner Ausführungen, zu beweisen, dass diese Gefahr nicht vorhanden ist, natürlich unter der Voraussetzung einer fachgerechten Konstruktion mit Berücksichtigung der bis heute gemachten Erfahrungen.

3. Beanspruchungen

a) Allgemeines

Die hauptsächlichsten Beanspruchungen für Betongelenke sind die Verdrehung, die Normalkraft und die Querkraft. Die Bedeutung sowie die Ursachen der Beanspruchungen sind aber je nach Verwendung des Gelenkes verschieden (Bild 3). Zum Beispiel wird ein Gelenk im Scheitel einer Bogenbrücke vor allem durch Nutzlast und eventuelle Fundamentsetzungen verdreht, ein Gelenk einer Stütze eines Durchlaufträgers hingegen wird vor allem durch die Längenänderungen des Überbaus infolge Schwindens, Kriechens, Temperatur verdreht, die Nutzlast spielt in diesem Fall für die Verdrehung nur eine untergeordnete Rolle. Im folgenden beschränken wir uns auf die Verhältnisse beim Hardturm-Viadukt; die hier gemachten Überlegungen gelten, sinngemäss übertragen, aber auch für jede andere Anwendung von Betongelenken.

b) Verdrehung

Für die Verdrehung sind zwei verschiedene Ursachen massgebend:

A. Längenänderungen des Überbaus;
B. Durchbiegungen des Überbaus.

Bei Stützen eines Durchlaufträgers sind bekanntlich folgende drei Möglichkeiten für die Anordnung der Gelenke möglich:

1. Stütze mit oben und unten Gelenk, die sogenannte Pendelstütze
2. Stütze mit oben Gelenk und unten eingespannt
3. Stütze mit unten Gelenk und oben eingespannt

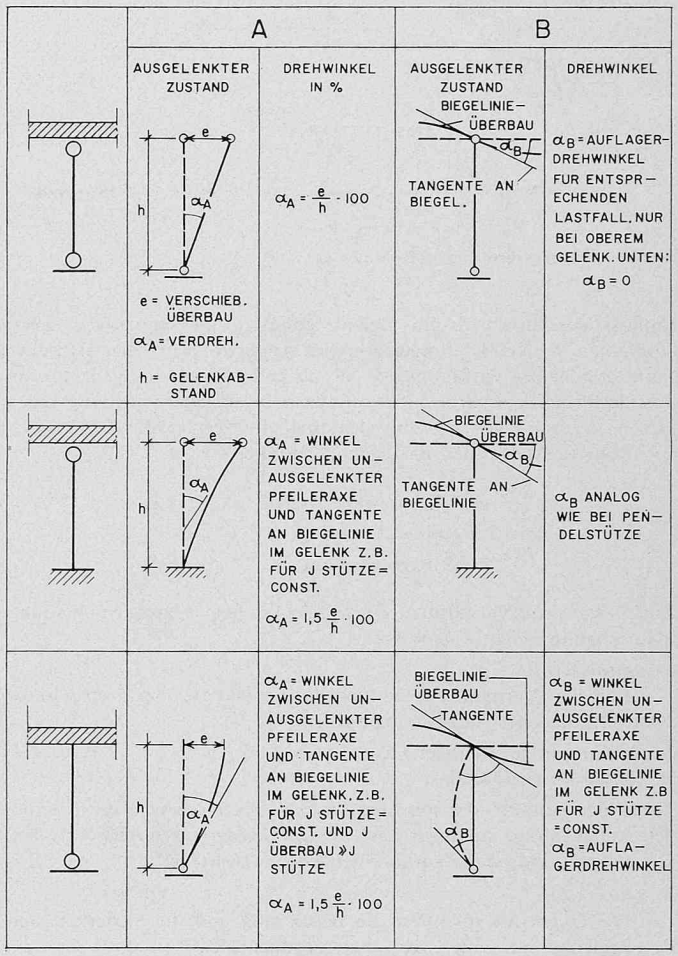

Bild 4. Berechnung der Gelenkverdrehungen bei den verschiedenen Stützensystemen infolge: A Längenänderung des Ueberbaus und B Durchbiegung des Ueberbaus

Wir wollen nun einmal für diese 3 Stützen die Verdrehungen infolge der Ursachen A (Längenänderung Überbau) und B (Durchbiegungen Überbau) berechnen (Bild 4). Beim Hardturm-Viadukt betragen z.B. die Gelenkverdrehungen infolge der Ursache A maximal 7 ‰, infolge der Ursache B maximal 1 ‰. Für die Beanspruchung der Betongelenke ist aber nicht nur die absolute Grösse der Verdrehungen massgebend, sondern auch die Verdrehungsgeschwindigkeit. Neben kurzzeitigen Winkeldrehungen z. B. infolge Verkehrslasten treten auch einmalige und meist langsame Drehungen z. B. infolge Vorspannen, Schwindens und Kriechens des Überbaus auf. Der günstige

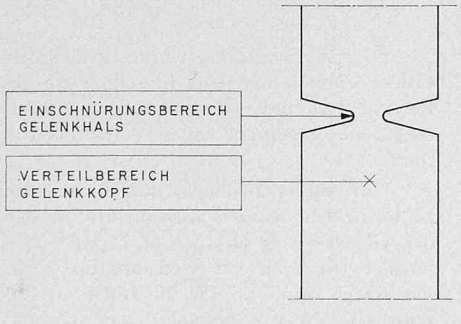

Bild 1. Zonen beim Betongelenk

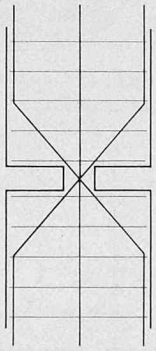

Bild 2. Wandtafelskizze aus der Studienzeit

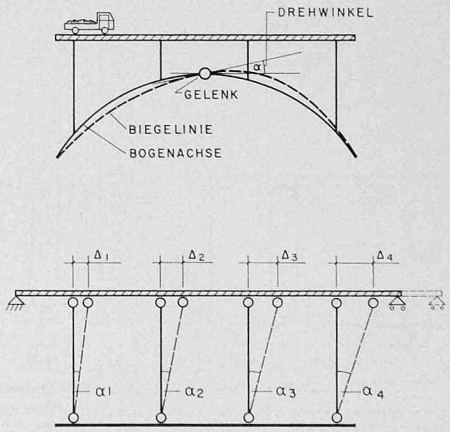

Bild 3. Anwendungen von Betongelenken

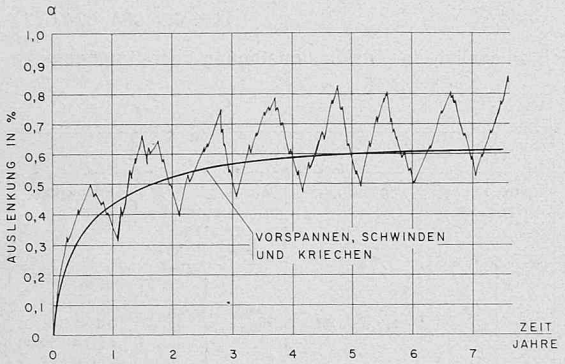

Bild 5. Gelenkverdrehung in Funktion der Zeit

Einfluss des Kriechens im Gelenk gestattet, die einmaligen, aber langsamen Winkeländerungen weniger streng zu beurteilen als kurzzeitig und häufig vorkommende Winkeländerungen. So schlägt zum Beispiel Prof. Leonhardt auf Grund seiner Versuche vor, diese langsamen Verdrehungen nur mit dem halben Wert in die Bemessung einzuführen, so dass der massgebende Winkel

$$\alpha = \alpha_0 + 0{,}5\,\alpha_1 \text{ wird, wobei}$$
$$\alpha_0 = \text{kurzzeitige Drehung}$$
$$\alpha_1 = \text{langfristige Drehung.}$$

Bild 5 zeigt diese Verhältnisse eines Gelenkes beim Hardturm-Viadukt in anschaulicher Art und Weise.

c) Normalkraft

Für die Normalkraft sind wiederum wie bei der Verdrehung zwei verschiedene Ursachen massgebend:

A. Anteil infolge ständiger Last
B. Anteil infolge Nutzlast

Auch hier gestattet der günstige Einfluss des Kriechens im Gelenk, den Anteil infolge ständiger Last weniger streng zu beurteilen als den kurzzeitigen und häufig vorkommenden Nutzlastanteil.

d) Querkraft

Die Querkraft spielt für die Bemessung und die Sicherheit der Betongelenke nur eine sehr untergeordnete Rolle und ist in den meisten praktisch vorkommenden Fällen ohne Bedeutung. Einerseits sind die Querkräfte in den Stützen meistens sehr gering, andererseits aber können bei den Gelenkfugen grosse Querkräfte auch ohne Armierung übertragen werden.

4. Versuche

a) Warum Versuche?

Über Betongelenke wurden bekanntlich ja schon verschiedene Versuche durchgeführt. Dass trotzdem für den Hardturm-Viadukt noch weitere Untersuchungen notwendig waren, möchte ich anhand folgender Punkte darlegen:

1. Die Grundlagen für die Ermittlung der Verformungen beim mehrachsigen Druckzustand sind noch nicht so weit bekannt, dass ein allgemein gültiges Spannungs-Dehnungsgesetz aufgestellt werden kann.
2. Die Spannungsspitzen in einem Betongelenk gehen weit über den elastischen Bereich hinaus, so dass das Superpositionsgesetz keine Gültigkeit mehr hat.
3. Das Kriechverhalten im Beton spielt für die Grösse der auftretenden Spannungen im Gelenkhals eine wichtige Rolle.
4. Alle bis heute durchgeführten Versuche wurden an kleineren Versuchskörpern durchgeführt und waren bezüglich ihrer Beanspruchung auf den jeweils vorliegenden Fall ausgerichtet.
5. Der Einfluss einer pulsierenden Normalkraft wurde noch in keiner Versuchsreihe geprüft.

Aufgrund dieser Tatsachen entschlossen sich die Beteiligten, Versuche an den Betongelenken für den Hardturm-Viadukt durchzuführen. Dabei war entscheidend, dass die Gelenke bei einer Eisenbahnbrücke, bei der ja bekanntlich die Nutzlast eine grössere Rolle spielt als bei Strassenbrücken, angewendet werden.

b) Versuchsziel und Zweck

Die Versuche sollten abklären, ob die für den Hardturm-Viadukt vorgesehenen Gelenke die Anforderungen in bezug auf Sicherheit erfüllen. Es war also nicht beabsichtigt, irgendwelche Theorien über die Konstruktion von Betongelenken zu entwickeln. Einerseits wäre dadurch der Umfang des Versuchsprogramms in der zur Verfügung stehenden Zeit zu gross geworden, andererseits wurden ja solche Theorien bei früheren Versuchen aufgestellt. Es drängte sich für die Versuche somit folgendes Vorgehen auf:

1. Konstruktion der Versuchskörper unter Berücksichtigung der Erfahrungen aus früheren Versuchen in natürlicher Grösse, ohne irgendwelche Variationen wie z. B. Form der Kehle, Armierungsgehalte usw.
2. Wahl des Versuchsprogrammes so, dass die Beanspruchungen am Modell möglichst gut denjenigen des fertigen Bauwerkes entsprechen.

c) Versuchskörper

Es wurden 3 gleiche Versuchskörper hergestellt. Die Abmessungen des Gelenkes in Bewegungsrichtung wiesen natürliche Grösse auf, die Abmessungen quer dazu wurden halbiert (Bild 6). Werden nun bei dieser Anordnung die Lasten für den Versuch ebenfalls im Verhältnis 1 : 2 reduziert und die Verdrehungen analog denjenigen der Brücke beibehalten, so resultieren für Versuch und Wirklichkeit die selben Beanspruchungen, d. h. die Versuchsresultate können also direkt auf die Brücke übertragen werden. Für den Versuchskörper ergaben sich somit folgende Beanspruchungen:

Normalkraft aus ständiger Last	250 t
aus Nutzlast	200 t

Die Gelenkwirkung wurde bei den drei Probekörpern durch eine Einschnürung des Betonquerschnittes von 80 auf 15 cm erzeugt, dies entspricht einem Verhältnis von rund 1 : 5.

Um Abplatzungen an den Stirnflächen zu vermeiden, wurden auch die Stirnflächen der Gelenke von 80 cm auf 72 cm eingebuchtet (Bild 7). Die Gelenkpartie wurde mit einem Beton BS 350 mit einem Grösstkorn von 20 mm betoniert. Die Gelenkarmierung bestehend aus Torstahl mit Dop-

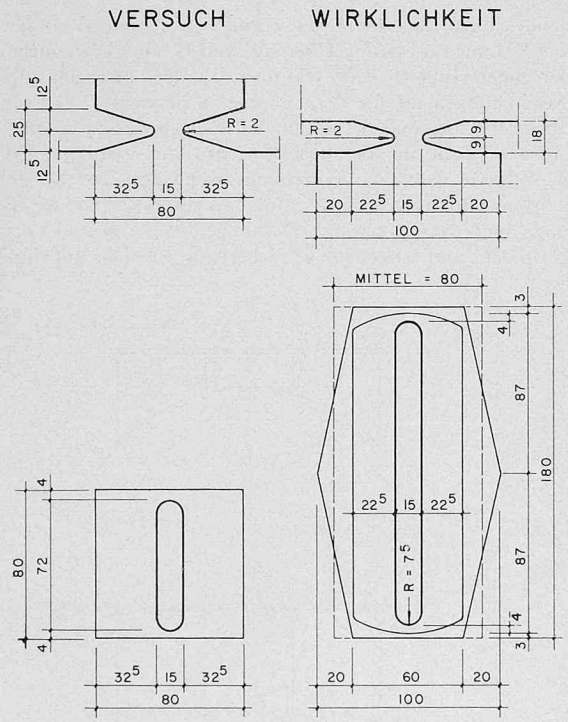

Bild 6. Gelenkabmessungen beim Versuch und in der Ausführung

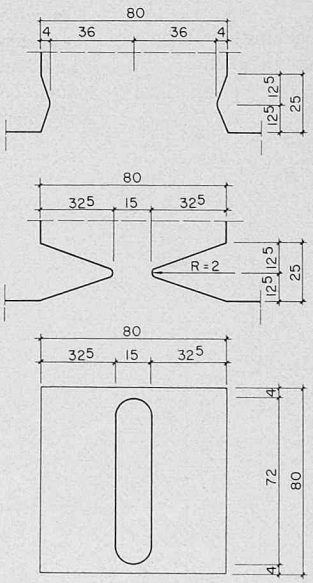

Bild 7. Gelenkpartie des Versuchskörpers

pelriegel wurde mit der Formel für die Bruchlast dimensioniert.

$$P_{\text{Bruch}} = \sqrt[3]{\frac{d}{a}}\ \beta p_{28} F_b + \sigma_{ft} Fe \qquad \begin{array}{l} d = \text{Breite Gelenkkopf} \\ a = \text{Breite Gelenkhals} \end{array}$$

Dabei wurde eine rd. 2fache Sicherheit angenommen.

d) Versuchseinrichtung (Bild 8)

Zur Erzeugung der Normalkraft aus ständiger Last dienten zwei in der Gelenkmittelebene liegende Vorspannkabel. Die Nutzlast wurde mit 4 hydraulischen 50-t-Pressen und zwei gekuppelten Amsler-Pulsatoren aufgebracht. Der Fusskörper ruhte auf einem Walzenlager, so dass es möglich war, durch Verschieben desselben bei oben festgehaltenem Stützenteil Gelenkverdrehungen zu erzeugen. Diese Versuchseinrichtung erlaubte es also, die massgebende Beanspruchung getreu den tatsächlichen Verhältnissen nachzubilden.

e) Versuchsprogramm

Viel schwieriger als das Aufbringen der Kräfte erwies sich der zeitliche Ablauf der Versuchsdurchführung. Einerseits spielt der Abbau der Spannungsspitzen, wie bereits erwähnt, bei Betongelenken eine massgebende Rolle. Andererseits findet aber dieser Kriechabbau nur statt bei entsprechender Dauerbeanspruchung. Die Dauerbeanspruchungen waren aber aus Zeitgründen bei der vorliegenden Versuchsreihe nicht möglich. Um noch vor Baubeginn schlüssige Resultate zu haben, musste die Zeit gerafft werden. Dies bedeutet, dass die Gelenke im Versuch viel stärker beansprucht wurden als am Objekt selbst. Die Versuche wurden an 3 gleichen Probekörpern durchgeführt. Körper I und II dienten zur Ermittlung der zulässigen Beanspruchungen. Dazu wurde die Auslenkung in Stufen von 2‰ alternierend gesteigert. Auf jeder Auslenkungsstufe wurde der Nutzlastanteil der Normalkraft pulsiert. Versuchskörper I wurde nach Auslenkungen von ± 1% und über 20 Mio Lastwechseln einem statischen Bruchversuch unterworfen. Der Versuchskörper II wurde nach Auslenkungen von bis zu ± 2,4% und 37 Mio Lastwechseln bis zu einer Auslenkung von 14% beansprucht.

Es konnte weder bei Körper I noch bei Körper II ein Bruch festgestellt werden, da das Tragvermögen der Gelenke alle Erwartungen überstieg und die Gelenke auch bei extremster Überbeanspruchung immer noch funktionstüchtig waren. Die Versuche mussten wegen der Gefahr einer Überbeanspruchung der Versuchseinrichtung abgebrochen werden. Es wurde für Körper III ein neues Programm aufgestellt. Dieses Programm hatte nicht mehr den Zweck, irgendwelche zulässigen Beanspruchungsgrenzen zu ermitteln, sondern es sollte den Zustand des Gelenkes bei möglichst den wirklichen Verhältnissen angepasstem Programm zeigen (Bild 9). Anschliessend an die Ermüdungsversuche wurde noch ein Bruchversuch in der 2000-t-Presse der EMPA durchgeführt.

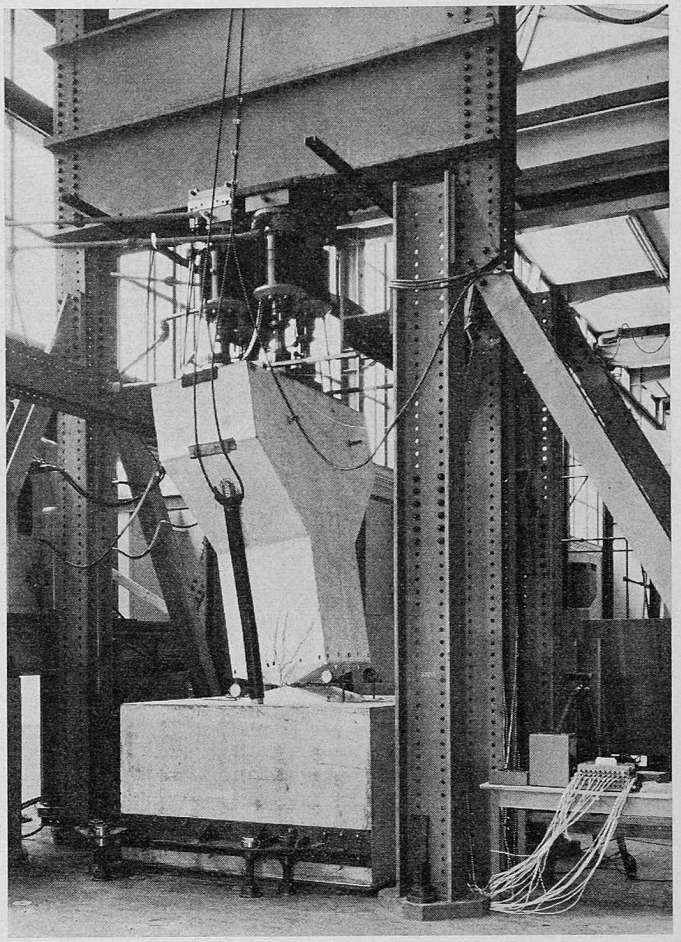

Bild 8. Die Versuchseinrichtung in der EMPA

5. Ergebnisse

Bevor wir die Ergebnisse etwas näher betrachten, möchte ich nochmals festhalten, dass die Beanspruchungen im Versuch grösser waren als in Wirklichkeit. Diese Bemerkung bezieht sich insbesondere auf die Anzahl und die Geschwindigkeit der Auslenkungen, so dass ein Abbau der Spannungsspitzen infolge Kriechens nur beschränkt möglich war. Weiter entspricht z. B. eine Pulsationsanzahl von 37 Mio bei Körper II einem Alter der Brücke von 500 Jahren unter der Annahme einer Zugsdichte von 200/Tag.

Die ersten *Haarrisse* in der Gelenkkehle bilden sich bereits bei relativ kleinen Verdrehungen von rund 0,1% bis 0,2%. Bei zunehmender Verdrehung nehmen diese Risse an Breite wie auch an Tiefe zu; bei entgegengesetzter Verdrehung werden sie aber wieder vollständig geschlossen. Irgendwelche Änderungen im Verhalten des Gelenkes infolge dieser Risse konnten aber nicht festgestellt werden. Die max. Rissbreiten bei den beim Hardturm-Viadukt vorkommenden max. Auslenkungen von 0,7% betragen nur 0,4 mm. Diese sind aber nicht zu vergleichen mit den als zulässig betrachteten Rissbreiten von rund 0,2 bis 0,3 mm im normalen Eisenbeton (Bild 10).

Ein erstes Abplatzen des Feinmörtels am gedrückten Rand des Gelenkhalses trat bei einer Auslenkung von 0,6% auf. Man kann aber dieses Abplatzen nicht als Beginn des Bruches werten wie etwa Abplatzerscheinungen der Druckzone

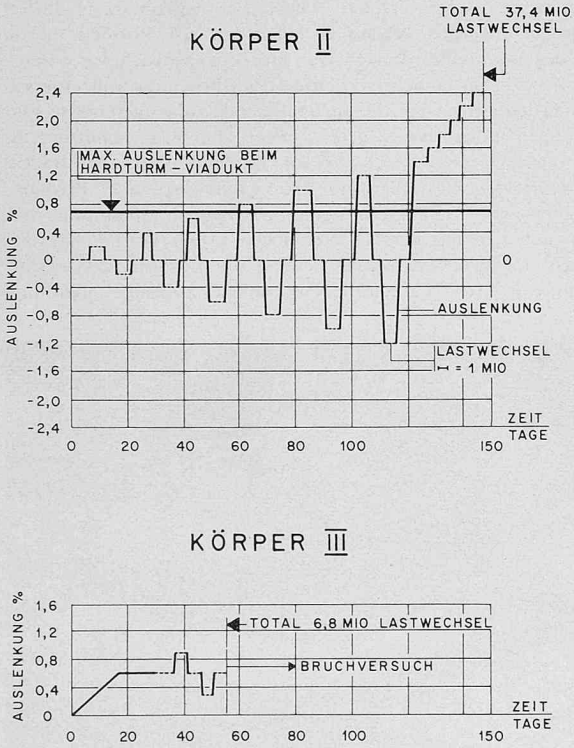

Bild 9. Versuchsprogramme Körper II und III

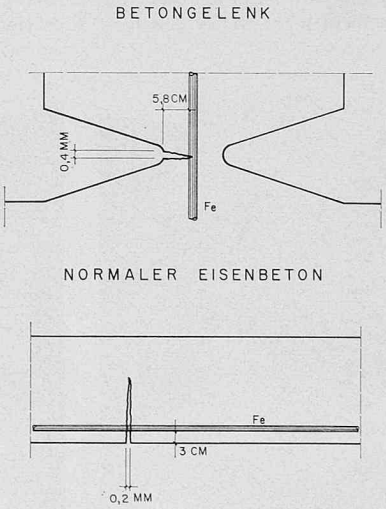

Bild 10. Vergleich der Rissbildung Eisenbeton / Betongelenk

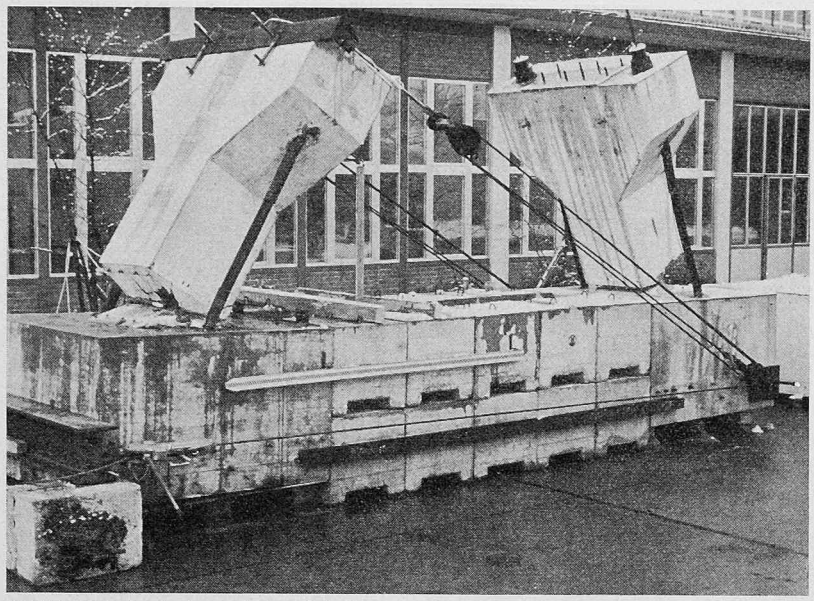

Bild 11. Maximale Auslenkversuche mit Seilzügen

eines Eisenbetonbiegebalkens. Nach den ersten Abplatzerscheinungen haben die Gelenke noch eine über 3fache Steigerung der Normalkraft ertragen. Auch die Auslenkung konnte noch ohne Bruch um das rund 80fache gesteigert werden (Bilder 11 und 12).

Die ersten feinen Haarrisse in den Gelenkblöcken infolge Querzug traten bei einer Auslenkung von 6‰ auf, d. h. die Querzugspannungen werden nun nicht mehr durch den Beton aufgenommen, sondern durch die Querzugbewehrung. Dies bedeutet, dass wie in jedem normalen Eisenbeton die Zugzone gerissen ist und die Zugkräfte von den Eisen übertragen werden. Die Rissbreiten wurden aber weder mit wachsender Anzahl Lastwechsel noch mit grösser werdender Auslenkung wesentlich grösser, sie betrugen im max. nach Abschluss der Ermüdungsversuche nur $^1/_{10}$ mm. Diese Tatsache erklärt sich dadurch, dass die Spaltzugkräfte mit abnehmendem Verhältnis belastete Teilfläche zu Totalfläche einem Grenzwert zustreben; die Spaltzugkräfte werden also nicht etwa proportional zur Auslenkung grösser, sondern in einem viel geringeren Mass.

Versuchskörper III wurde einem statischen Bruchversuch durch Steigerung der Normalkraft unterworfen. Dabei konnte die Normalkraft bei gleichzeitiger Auslenkung des Gelenkes um 0,6% auf 1610 t gesteigert werden, was einer Bruchsicherheit von 3,6 entspricht. Eingeleitet wurde das Versagen durch sich weit öffnende Spaltzugrisse, also durch Versagen der Querbewehrung im Gelenkkopf. Dieses Verhalten kann folgendermassen erklärt werden: Der Beton unter mehrachsigem Druckzustand, wie er z. B. im Gelenkhals auftritt, vermag ja bekanntlich wegen der verhinderten Querausdehnung viel höhere Spannungen zu ertragen als der einachsig gedrückte Beton. Geht nun aber die Abstützung in Querrichtung infolge grosser Dehnungen der Spaltzugbewehrung verloren, so wird natürlich die Tragfähigkeit herabgesetzt, so dass die Last nicht mehr weiter gesteigert werden kann.

Bild 14. Gelenkarmierung und untere Spaltarmierung vor dem Einbau beim Hardturm-Viadukt

6. Konstruktive Hinweise

Die Halsbreite des Gelenkes ist vor allem eine Funktion der Verdrehung, d. h. je grösser der Drehwinkel, desto kleiner sollte diese Breite sein. Daneben muss aber der Gelenkquerschnitt noch so viel Fläche aufweisen, dass die vorhandene Normalkraft nicht zu grosse Betonspannungen erzeugt. Diese Betonspannungen dürfen aber viel höher angesetzt werden als nach den SIA-Normen, da die Festigkeit des Betons bei dreiachsiger Druckbeanspruchung wesentlich höher ist als bei einachsiger Druckbeanspruchung mit entsprechender Querdehnung. Über die anzunehmende zulässige Grösse sind die Meinungen noch etwas geteilt. Prof. Dr. *F. Leonhardt* z. B. schlägt als oberen Grenzwert 1,8 β_{p28} vor; dies würde für einen BS 350 mit einer Würfeldruckfestigkeit von 460 kg/cm² resp. einer Prismendruckfestigkeit von 350 kg/cm² einer zulässigen Spannung von 630 kg/cm² entsprechen. Bei den Versuchen in der EMPA hat sich gezeigt, dass der Bruch bei einer Betonspannung von 1265 kg/cm² eintrat; die von Prof. Leonhardt empfohlene zulässige Spannung

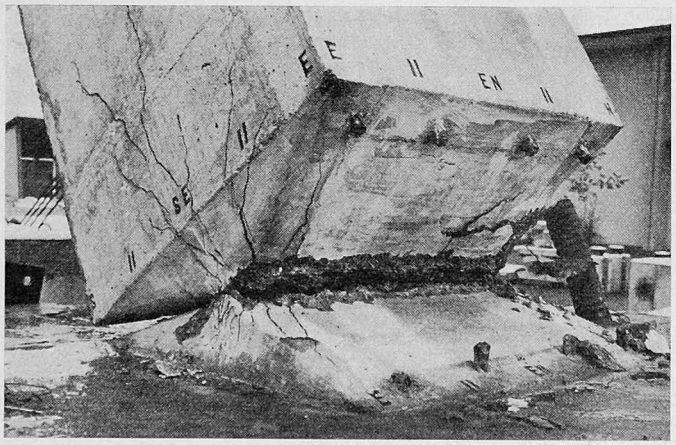

Bild 12. Das Gelenk bei maximal möglicher Auslenkung

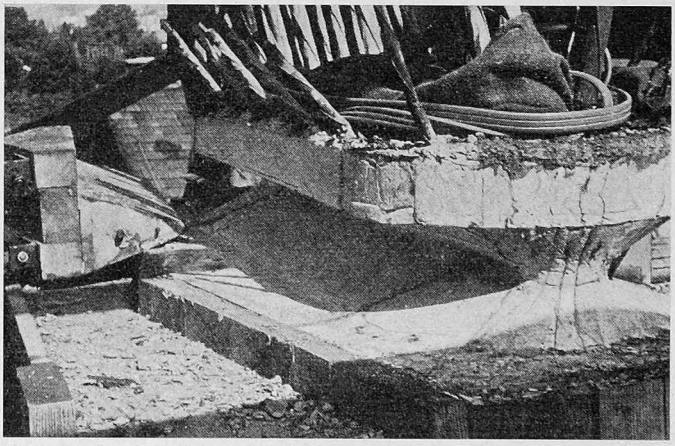

Bild 13. Betongelenk beim Hardturm-Viadukt beim Ausschalen

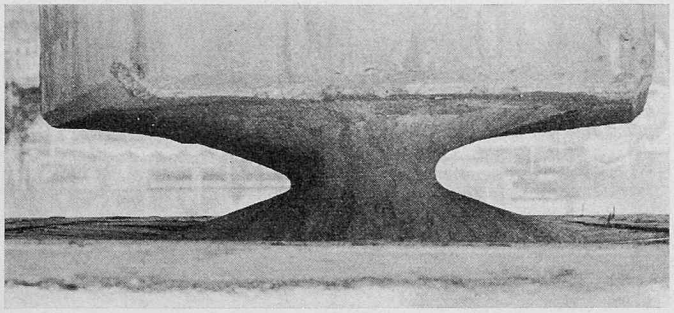

Bild 15. Fertiges Betongelenk beim Hardturm

würde also einer 2fachen Sicherheit entsprechen. Sollte nun der Betonquerschnitt für die Übertragung der Normalkraft noch nicht ausreichen, so können noch Armierungen eingelegt werden. Diese sind vor allem auch bei grösseren Querkräften erforderlich. Diese Eisen sind aber nur als mittige gerade Stäbe einzulegen.

Die Form des Gelenkhalses ist aus rein statischen Gründen nicht sehr wesentlich. Wird sie nämlich falsch gewählt, so erarbeitet sich das Gelenk die optimale Ausrundung selbst. Dies ist mit entsprechenden Abplatzungen von Betonteilchen verbunden, die allerdings einem Grenzwert, der optimalen Fugenform, zustreben. Dass grössere Abplatzungen in der Praxis nicht gerade erwünscht sind, liegt auf der Hand. So hat sich immer mehr eine keilförmige Fugenform mit entsprechender Ausrundung der Spitze durchgesetzt. Durch diese Form können nicht nur die Abplatzungen weitgehend vermieden werden; sie hat auch für die Herstellung (Betonieren und Schalen) wesentliche Vorteile und bietet die Möglichkeit von späteren Kontrollen. Ebenfalls sollten die Stirnflächen der Gelenke eingekerbt werden, um auch hier Abplatzungen zu vermeiden (Bild 13 und 14).

Der Spaltarmierung quer und parallel zur Gelenkachse ist besondere Beachtung zu schenken, da bei einem Versagen dieser Armierung die Stützwirkung des Gelenkkopfes verloren geht und somit kein 3dimensionaler Druckzustand mehr besteht. An den Beton werden nicht die selben Anforderungen gestellt wie z. B. für ein vorgespanntes Tragwerk. Ein kriechfähiger Beton ist in einem Betongelenk erwünscht. Die Festigkeit spielt eine geringere Rolle, da sie in den wenigsten Fällen ausgenützt wird. Es ist besser, einen feinkörnigen Beton mit evtl. etwas mehr Zementgehalt zu wählen. Dies ist auch günstiger zum Einbringen mit Rücksicht auf die zahlreichen Armierungseisen für die Spaltzugspannungen. Betonierfugen können ohne weiteres auch durch die Gelenkkehle selbst angeordnet werden; ein Durchreissen ist ohnehin bei schon kleinen Auslenkungen zu erwarten und schadet dem Gelenk nicht (Bild 15).

*

Obwohl es im heutigen Zeitpunkt noch verfrüht wäre, irgendwelche Dimensionierungsformeln bekanntzugeben, hoffe ich, dass mit diesen Versuchen ein Beitrag zur Klärung des Verhaltens von Betongelenken geleistet wurde, der für die Konstruktion von Bauwerken zu Vereinfachungen und Einsparungen führen kann.

Abschliessend möchte ich noch meinen Dank den Herren L. Marguerat, H. Denzler und O. Schuwerk der SBB, Dr. A. Rösli und E. O. Fessler der EMPA sowie der Ingenieurgemeinschaft Dr. Ch. Menn, Dr. H. Hugi und D. J. Bänziger für die wertvolle Unterstützung aussprechen.

Adresse des Verfassers: *H. H. Sallenbach,* dipl. Ing. ETH/SIA, Ingenieurbüro, Zeltweg 48, 8032 Zürich, vormals in Ingenieurbüro *D. J. Bänziger,* Zürich.

Professor Dr. Peter Grassmann zum 60. Geburtstag

DK 92

Der von seinen Hörern überaus geschätzte und verehrte Professor und Vorsteher des Instituts für Kalorische Apparate, Kältetechnik und Verfahrenstechnik an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich feierte am 13. August 1967 seinen sechzigsten Geburtstag. Der Jubilar hatte an der Universität seiner Geburtsstadt München Experimentalphysik studiert, bearbeitete anschliessend (von 1932—37) im Heliumlaboratorium der Physikalisch-Technischen Reichsanstalt unter Prof. Dr. W. Meissner Fragen der Supraleitfähigkeit, entwickelte dann in der Firma Adolf Messer GmbH in Frankfurt (Main) grosse, neuartige Luftzerlegungs- und Verflüssigungsanlagen und folgte im Herbst 1950 einem Ruf an die Eidgenössische Technische Hochschule in Zürich. Hier hat er sich durch den Aufbau eines Lehrganges für Kalorische Apparate und Kältetechnik und eines zweiten Lehrganges für Verfahrenstechnik, der seit 1961 sowohl für Studierende des Maschineningenieurwesens als auch für solche der Chemie gelesen wird, grosse Verdienste erworben. Es stehen dabei Probleme des Wärme- und Stoffaustausches sowie der Tiefentemperaturphysik im Vordergrund, wobei wegen der Mannigfaltigkeit der Vorgänge von der Ähnlichkeitstheorie unter Verwendung dimensionsloser Kenngrössen weitgehender Gebrauch gemacht wird. Eng damit verbunden ist die Lösung konstruktiver Aufgaben unter Berücksichtigung der Eigenschaften der verfügbaren Baustoffe, gebräuchlicher Fabrikationsverfahren und bestehender Normteile und im Hinblick auf Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit.

Professor Grassmann hat als Vorstand der Abteilung für Maschineningenieurwesen die Revision des Studienplanes massgeblich gefördert. Der neue Plan legt grösstes Gewicht auf solide Grundkenntnisse. Durch die Aufteilung in zwei Vertiefungsrichtungen ergeben sich kleinere Gruppen und damit eine engere Verbindung zwischen Professer und Studierenden. Erwähnenswert ist auch seine wertvolle Mitarbeit am gegenwärtigen Ausbau des Maschinenlaboratoriums, durch den sein Institut endlich zweckentsprechende Räume erhalten wird. Weiter ist er durch eine grosse Zahl von Aufsätzen hervorgetreten, die in der zuständigen Fachliteratur veröffentlicht worden sind. Im besondern sei auf sein vorzügliches Lehrbuch «Physikalische Grundlagen der Chemie-Ingenieur-Technik» hingewiesen[1]), das als Band 1 der «Grundlagen der chemischen Technik» 1961 erschienen ist. Ihm ist schliesslich das Zustandekommen und weitgehend auch die erfreuliche Entwicklung des Schweizerischen Vereins für Kältetechnik zu verdanken, dem er seit der Gründung als Präsident vorsteht, sowie die tatkräftige Förderung der Bemühungen, welche die Fachgruppe der Verfahrensingenieure im SIA zur Weiterbildung ihrer Mitglieder aufgewendet hat.

Was am Gefeierten tief beeindruckt, sind nicht nur seine überragenden Fachkenntnisse, seine reiche praktische Erfahrung und die gewissenhafte und hingebungsvolle Bearbeitung der vielen, ihm überbundenen Aufgaben, sondern auch die gewinnende Art seines Auftretens, sein grosses menschliches Verständnis und seine Aufgeschlossenheit für tiefere Lebensfragen. Mit dem innigen Dank für die Förderung der fachlichen Ausbildung und der menschlichen Bildung der Studierenden sowie für die Hebung unseres Ingenieurstandes verbinden wir die besten Wünsche für sein weiteres Wirken und Wohlergehen. *Die Herausgeber der Schweizerischen Bauzeitung*

[1]) Bespr. SBZ 1961, H. 21, S. 360.

Neue Zentralen der Kraftwerke Oberhasli AG

DK 621.29

Die im Jahre 1925 zum Zwecke der Nutzbarmachung der Aare und ihrer Nebengewässer im Oberhasli, Kanton Bern, gegründete *Kraftwerke Oberhasli AG* übergab am 1. Juni 1967 nach rund fünfjähriger Bauzeit planmässig die neue Zentrale *Hopflauenen* dem Betrieb. Diese Zentrale stellt die vorletzte Stufe in der Wasserausnützung des Gadmen- und Gentals dar. Als letzte Stufe ist die Zentrale *Innertkirchen II* vorgesehen, deren Inbetriebnahme für den 1. Mai 1968 geplant ist. Die Kosten dieser beiden Kraftwerke belaufen sich auf rund 92 Mio Fr.

Das Einzugsgebiet des Gentals und des Gadmentals beträgt etwa 154 km², die jährliche Nutzwassermenge rund 302 Mio m³. Die Energieproduktion der beiden von der Verteilstation Innertkirchen aus ferngesteuerten Zentralen Hopflauenen und Innertkirchen II wird durchschnittlich rund 300 Mio kWh pro Jahr betragen, davon 240 Mio kWh im Sommer und 60 Mio kWh im Winter. Hiermit wird sich die Gesamtproduktion der Kraftwerke Oberhasli AG auf rund 1556 Mio kWh (837 Mio kWh im Sommer und 719 Mio kWh im Winter) belaufen.

Die geologischen und topographischen Verhältnisse dieser Region zwangen dazu, von der Erstellung eines grösseren Speicher-