Die Stahlbeton-Federgelenke an den Viadukten des Verkehrsteilers der Autobahnen in Ecublens

Autor(en): **Soutter, P.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **82 (1964)**

Heft 40

PDF erstellt am: **03.06.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-67586

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

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

Die Stahlbeton-Federgelenke an den Viadukten des Verkehrsteilers der Autobahnen in Ecublens

DK 624.012.5:624.023.942

Von **P. Soutter**, dipl. Ing. ETH, S. I. A., im Ingenieurbureau Soutter und Schalcher, Zürich

Der Verkehrsteiler (Echangeur) in Ecublens bezweckt, die Autobahnen zwischen Genf, Lausanne und Bern (bzw. Wallis) untereinander zu verbinden. Die zu überbrückenden Hindernisse (Strassen- und SBB-Linien) führten nach verschiedenen Studien zu der gewählten Einteilung der Spannweiten. Die Kunstbauten bestehen aus Viadukten von rund 1500 m Gesamtlänge und einer schiefen Brücke mit Dreieckpfeilern bei der dreistöckigen Anlage, die angeordnet wurde, um eine architektonische Kontrastwirkung mit den normalen Viadukten zu erzielen. Über die eigentlichen Kunstbauten des Verkehrsteilers und die schwierigen Fundationen soll später noch eingehender berichtet werden.

Zweck dieses Aufsatzes ist, über die Anwendung der Stahlbeton-Federgelenke zu orientieren und insbesondere über die bezüglichen Versuche, die von der EMPA im Herbst 1961 durchgeführt worden sind.

Die einzelnen Abschnitte der Viadukte bestehen aus 7 durchlaufenden Rahmen von 3 bis 7 Feldern, wobei jeweils die zwei mittleren Stützen fest, hingegen alle anderen als Pendelstützen ausgebildet sind (Bilder 1 bis 4). Der mittlere Rahmen ist jeweils so dimensioniert, dass er u. a. alle horizontalen Längskräfte des betreffenden Abschnittes übernimmt. Die maximale Spannweite beträgt 50 m.

Für die Trennung der einzelnen Abschnitte voneinander wurden Doppelstützen angeordnet, deren Abstand das ungehinderte, getrennte Vorspannen jedes Abschnittes von 101,5 m bis 253,0 m gestattet. In Übereinstimmung mit den bisherigen Erfahrungen wurden die Stahlbeton-Federgelenke wie die Stützen auch in den Kurven bis R = 250 m in der Regel normal zur Brückenaxe, d. h. radial angeordnet. Es ist nachgewiesen worden, dass die Kräftepaare in der Brückenaxe, die das in der Kurve liegende Brückenstück zwingen, sich nur in der Brückenaxe längs zu bewegen, nur unwesentliche zusätzliche Beanspruchungen der Stützen oder des Überbaues erzeugen.

Für die Ausbildung der Gelenke der Pendelstützen wurden alle bisher verwendeten Baustoffe untersucht, u. a. Stahl, Blei, Teflon usw. Nach eingehender Prüfung entschlossen sich die Projektverfasser für Stahlbeton-Federgelenke und zwar aus folgenden Gründen: 1. Einheit der Konzeption: Die Gelenke werden mit den gleichen Baustoffen und nach den gleichen Grundsätzen ausgeführt wie der Bau selber; 2. Wirtschaftlichste Ausführungsart der Gelenke; 3. Einfache Ausführung an Ort und Stelle auf dem Bauplatz; 4. Ermässigung des Reibungsverlustes bei der Vorspannung infolge der geringen Widerstände der Pendelstützen; 5. Keine Unterhaltskosten.

Es darf als bekannt vorausgesetzt werden, dass beim Betongelenk die erzwungene Verdrehung bei weitem die ungünstigste Beanspruchung verursacht. Es kommt somit nicht so sehr auf das Verhältnis zwischen Einschnürbreite und Pfeilerbreite an, sondern es muss die Einschnürbreite so klein wie möglich gehalten werden, vorausgesetzt, dass die zulässigen Spannungen eingehalten und die Spaltkräfte richtig aufgenommen werden.

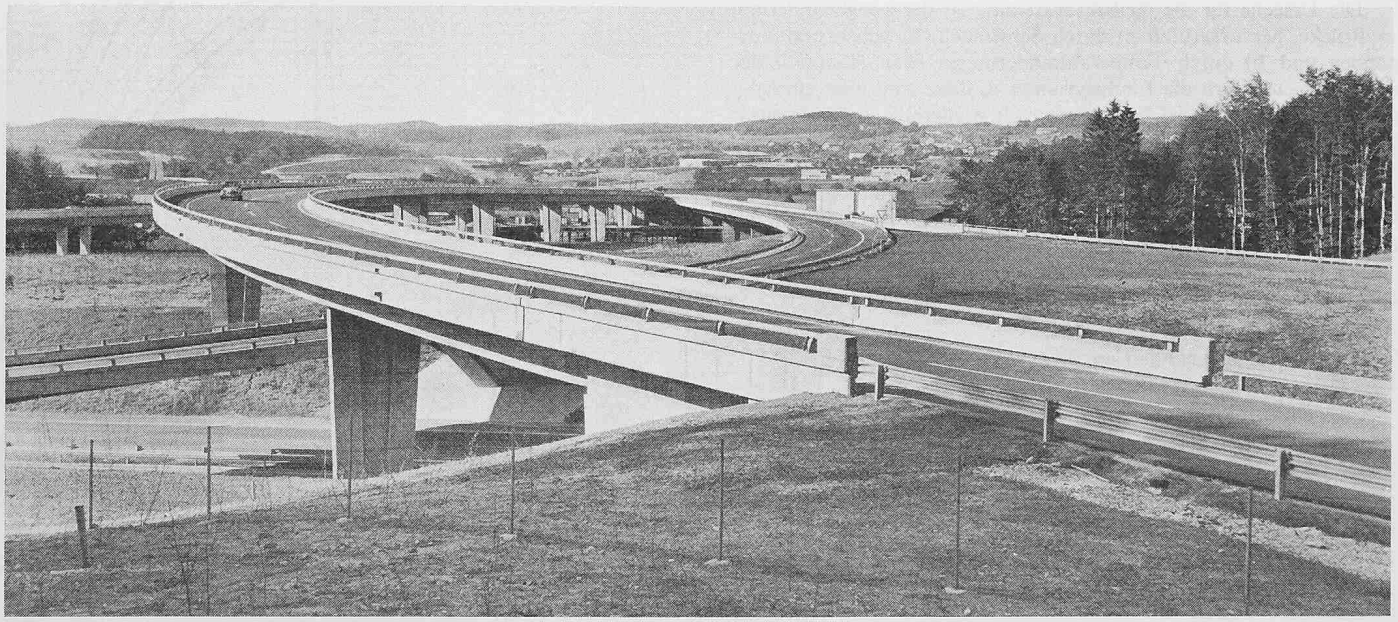
Um grössere Klarheit über die getroffenen Anordnungen und über das Verhalten der Federgelenke zu schaffen, wurden im Einvernehmen mit dem «Bureau de construction des autoroutes» in Lausanne durch die EMPA entsprechende Versuche durchgeführt und zwar mit folgender Zielsetzung: a) Bestimmung der zulässigen Verdrehungen in den Gelenken; b) günstigste Einschnürbreite und Formgebung des Gelenkes; c) zulässige Betonspannung im Gelenkquerschnitt; d) Zweckmässigkeit und Art der Anordnung einer Armierung durch das Gelenk; e) Anordnung der Spaltarmierung (Frage der Krafteinleitung in das Gelenk usw.). Die Versuchsanordnung musste den damaligen bescheidenen Verhältnissen an der EMPA, in der provisorischen Halle in Schlieren, angepasst werden.

1. Probekörper

Die Versuche wurden mit Gelenken ungefähr in Naturgrösse ausgeführt. Die Probekörper bestanden aus armierten Betonbalken mit je zwei eingebauten Federgelenken. Zur Erzeugung der erforderlichen Normalkraft dienten zwei in der Balkenmittelebene liegende Vorspannkabel System BBRV.

Die Gelenkwirkung wurde bei drei Probekörpern durch eine Einschnürung des Betonquerschnittes von 30 auf 10 cm (Einschnürungsverhältnis = $^1/_3$) und bei einem weiteren Probekörper von 30 auf 6 cm (Einschnürungsverhältnis = $^1/_5$) erzeugt. In drei Versuchskörpern mit der Einschnürung von 10 cm wurde bei sonst gleichen Bedingun-

Bild 2. Gesamtbild des Verkehrsteilers aus Süd-Südwest. Bilder 2 u. 3 Photos Treuthart, Lausanne



gen die Gelenkarmierung, bestehend aus geraden Stäben in der Mittelaxe, wie folgt variiert:

Typenbezeichnung	Armierungsgehalt in den beiden Gelenken
A	10 ⌀ 24 mm
B	5 ⌀ 24 mm
C	keine Armierung durch Gelenk

Der vierte Versuchskörper, Typ *D*, entstand aus Typ *B* durch Herausspitzen der zerstörten Gelenkzone und Neubetonieren mit der Einschnürung von 6 cm (Gelenkarmierung 5 ⌀ 24 mm).

Sämtliche Balken wurden in der EMPA geschalt, armiert und betoniert.

Die *Betonfestigkeiten* der Prüfkörper ergaben durchschnittlich:

Würfeldruck: $20 \times 20 \times 20$, $W\beta d$ 535 ÷ 550 kg/cm²

Prismendruck: $12 \times 12 \times 36$, $P\beta d$ 379 ÷ 412 kg/cm²

Biegezug: $12 \times 12 \times 30$ cm, $b\beta z$ 63 ÷ 67 kg/cm².

Die Armierung bestand aus Torstahl. Eisenplatten $60 \times 60 \times 20$ mm hat man beim Typ *A* als Verankerung am Kopfe der Gelenkeisen angeschweisst, beim Typ *B* hingegen weggelassen, um einen allfälligen Einfluss dieser Platten feststellen zu können. Die Spaltzugarmierung bestand aus einem dreidimensionalen Gitter aus Torstahl ⌀ 8 und ⌀ 12.

Die *Vorspannkabel* bestanden aus je 44 Drähten mit einem Durchmesser von 6 mm. Die Verankerung wurde auf beiden Seiten durch je einen Anker Typ J 137 bewerkstelligt. Um die Drähte auch bei den grössten Auslenkungen parallel führen zu können, hat man in der Gelenkzone je 4 Abstandhalter eingebaut.

2. Versuchsprogramm

Die massgebende Beanspruchung in einem Gelenk setzt sich somit aus zwei Teilen zusammen: 1. Gelenkverdrehung, 2. Normalkraft.

Die Ursache für die Gelenkverdrehung ist die Längenänderung der Brücke, hervorgerufen a) durch Schwinden, Kriechen und Vorspannen und b) durch Temperaturänderungen. Den Hauptteil der Verdrehungen liefern die Einflüsse unter a, diese sind aber einmalig und sind nicht zu vergleichen mit den oft wiederholten Bewegungen infolge b. Es muss also einer Grundauslenkung (Einflüsse unter a) eine alternierende Auslenkung (Einfluss unter b) überlagert werden. Da nun die Grösstauslenkungen infolge b nicht allzu häufig auftreten dürften, wurden die Gelenke nur einer beschränkten Anzahl von extremalen Beanspruchungen ausgesetzt, die bis zu 100 Gelenkverdrehungen von 2 ÷ 3 % innerhalb einer Zeit von etwa 2 Stunden gesteigert wurden.

Tabelle 1: Betonspannungen im Gelenk

		Einschnürung	Vorspannkraft 90 t kg/cm²	180 t kg/cm²	240 t kg/cm²
Typ *A*	10 ⌀ 24	10 cm	110	220	294
Typ *B*	5 ⌀ 24	10 cm	137	274	365
Typ *C*	ohne Armierung	10 cm	180	360	480
Typ *D*	5 ⌀ 24	6 cm	196	392	525

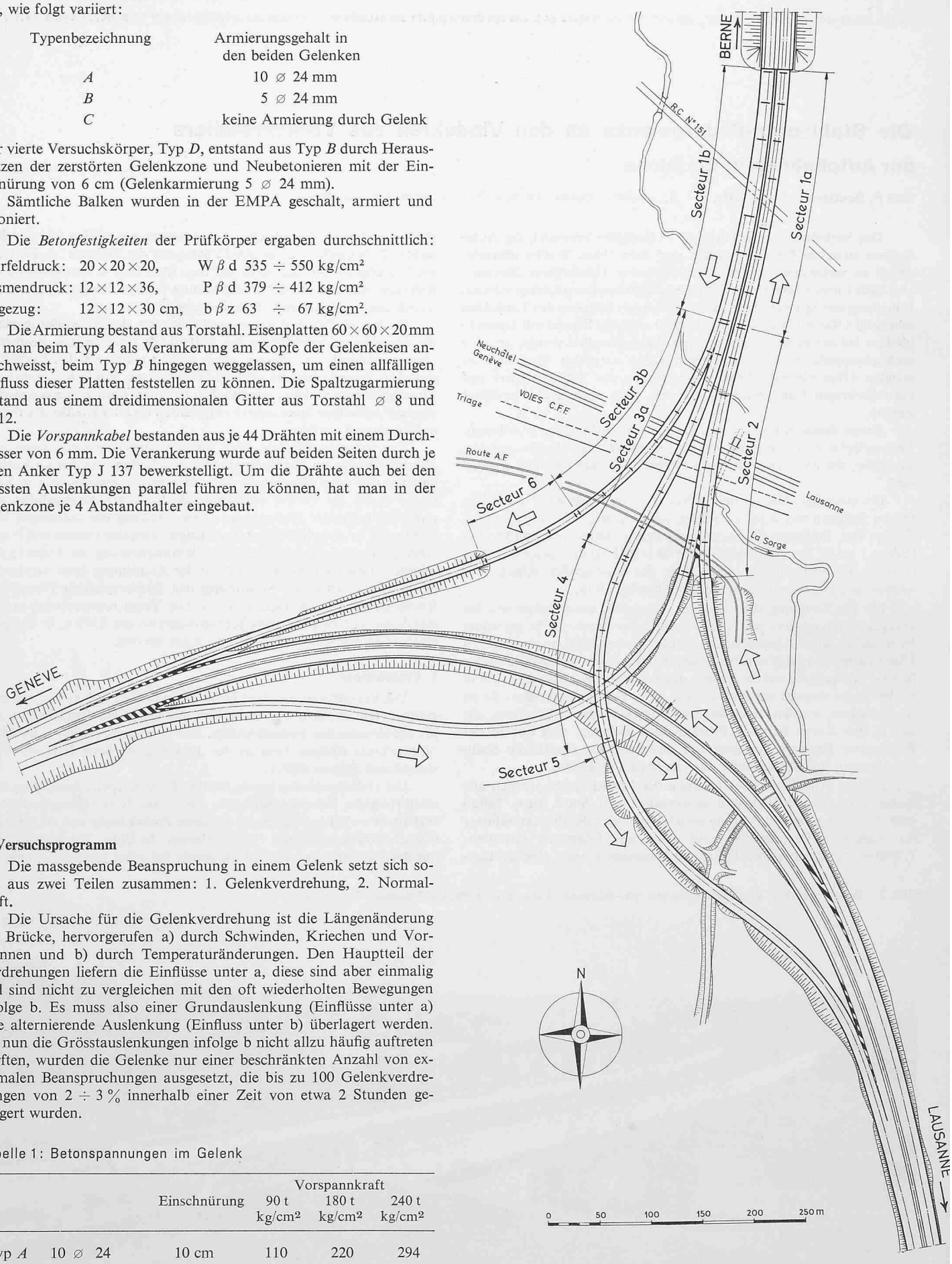
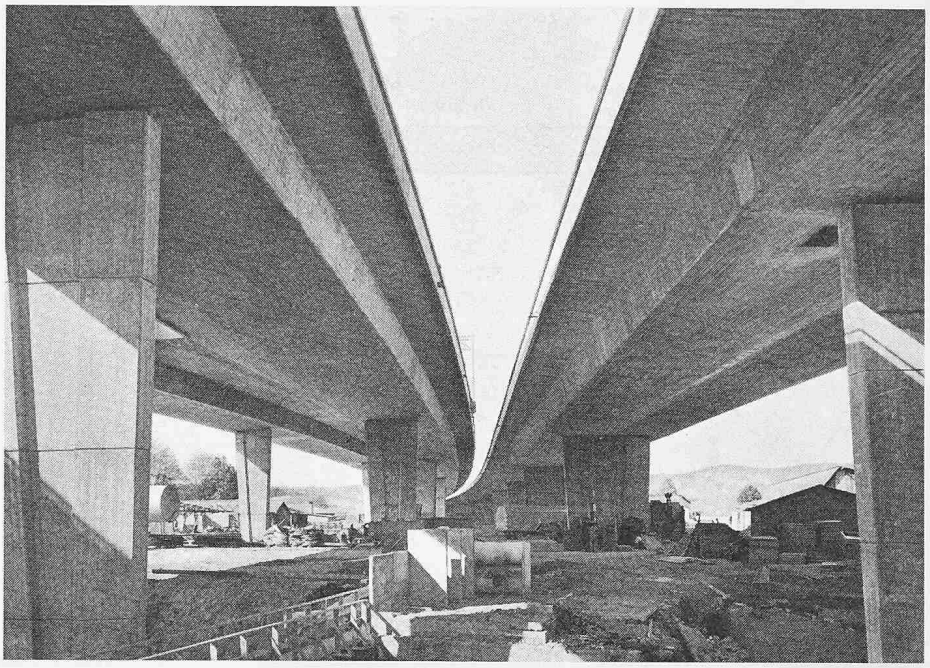


Bild 1. Der Verkehrsteiler von Ecublens, Lageplan 1:5000

Bild 3. Untersicht der Viadukte und Ansicht der Stützen mit Betonfedergelenken



Den Hauptanteil für die Normalkraft im Gelenk liefert das Eigengewicht des Aufbaues; dieses ist im Vergleich zu den Verkehrslasten gross, so dass die Normalkraft praktisch konstant bleibt. Um aber trotzdem den Einfluss der Normalkraft auf das Gelenk festzustellen und damit Anhaltspunkte für die Wahl der Gelenklänge zu erhalten, wurden die Gelenkverdrehungen bei drei verschiedenen Normalkräften durchgeführt. Diese Überlegungen führten zum Programm, wie es in Tabelle 1 zusammengestellt ist.

Bei den Versuchsdurchführungen mit Typ *A* zeigten sich aber bei den grösseren Auslenkungen (bis 3 %) beträchtliche Schäden. Es wurde daher beschlossen, die Auswirkungen von Schwinden, Kriechen und Vorspannen auf das Gelenk durch geeignete Baumassnahmen zu reduzieren, indem die Säulen vor dem Vorspannen eine geeignete Neigung erhielten bzw. deren Fuss für einige Endstützen nach dem Vorspannen mit Hilfe von Pressen in die geeignete Lage horizontal in der Brükkenaxe verschoben wurde.

3. Versuchsanordnung (Bilder 5 bis 8)

Die Probekörper wurden an den beiden Enden von oben her frei drehbar abgestützt; die Auslenkung hat man durch zwei von unten drückende, in der Mitte angeordnete Presstöpfe erzeugt. Um bei den Entlastungen ein Absacken der Balkenenden (infolge Eigengewicht) zu verhindern, wurden auf die unteren Querträger je zwei doppelte Gummiplatten gelegt und diese in der Nullage leicht an den Versuchsbalken gedrückt.

Damit der Balken während des Vorspannens oder dem Entspannen symmetrisch blieb, mussten die beiden Kabel *gleichzeitig* gespannt oder entspannt werden; dazu standen zwei Handpumpen zur Verfügung. Die eingeleitete Kraft wurde dabei mit zwei Dynamometern gemessen.

Die Gelenkverdrehungen wurden mit vier Uhren (U_1, U_2, U_3 und U_4) bestimmt (Anordnung siehe Bild 5). Solange U_2 und U_3 gleiche Werte aufwiesen, blieb das Verbindungsstück der beiden Gelenke horizontal, in diesem Fall beträgt die Gelenkverdrehung: Wert von U_2 oder U_3 (w_2 oder w_3) dividiert durch den Abstand zwischen Auflageraxe und Gelenkaxe ($d = 200$ cm) und in Prozenten ausgedrückt:

$$\alpha = \frac{w_2}{d} \cdot 100 = \frac{w_2}{2} \; (w_2 \text{ in cm})$$

4. Versuchsdurchführung

Die Versuche bestanden im wesentlichen aus folgenden Punkten:

1. Gleichzeitiges Vorspannen der beiden Kabel auf den Sollwert;
2. Einstellen und Ablesen der Nullage;
3. Auslenkung von 0,25 %. Ablesen der dazu erforderlichen Last und der Messuhren;
4. Kontrolle der Rissbildung und Messen der Rissbreiten;
5. Durchführung der Lastwechsel nach entsprechenden Programmen;
6. Beim letzten Lastversuch wurden die Messuhren sowie die aufgebrachte Last und die Rissbreiten nochmals abgelesen;
7. die Vorspannkraft wurde laufend kontrolliert, bei einer Abnahme der Kraft um mehr als 2 % der Sollvorspannung wurde nachgespannt.

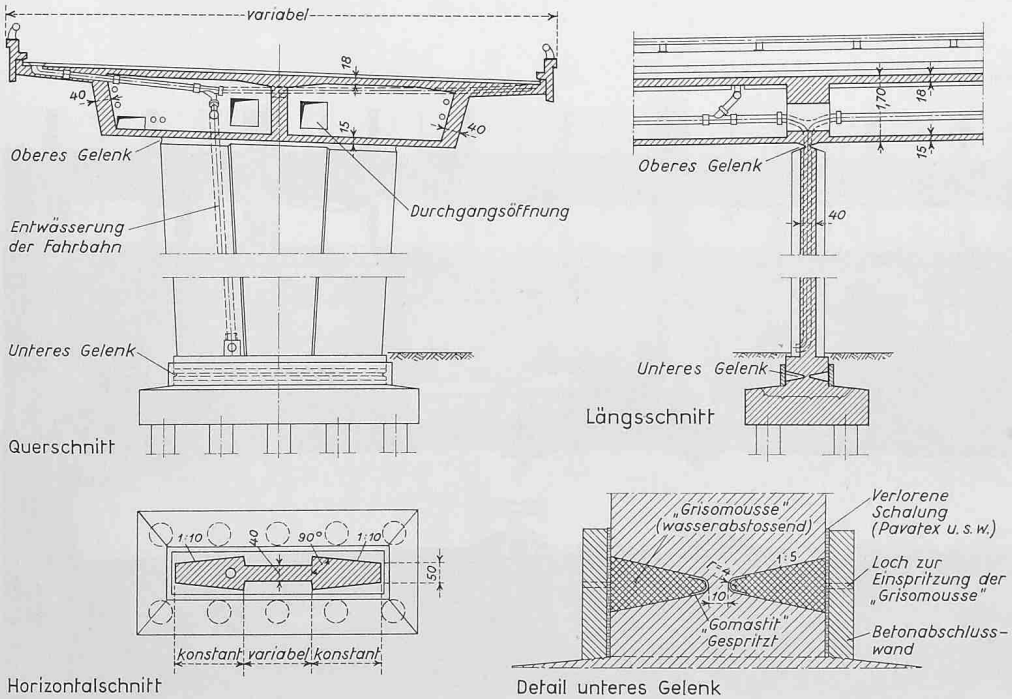


Bild 4. Stütze im Abschnitt 2, Schnitte 1:200, Detail 1:40

5. Messresultate

a) Risse in Zugzone (Bilder 10 bis 13)

Aus dem relativ umfangreichen Versuchsprogramm geben wir als Beispiel einige Rissbilder und Diagramme wieder. Im Kerbgrund der Zugzone wurde schon bei kleinen Auslenkungen ein Rissbild sichtbar. Bei grösseren Auslenkungen wurden wohl die Risse breiter, aber das Rissbild blieb gleich. Die Rissbreiten wurden im Kerbgrund mit dem Rissmikroskop gemessen und sind als Beispiele für die Gelenke *B* und *D* in den Diagrammen Bild 9 als Funktion der Auslenkung mit der Vorspannkraft als Parameter dargestellt.

b) Vorspannung

Die einmal aufgebrachte Vorspannung blieb bis zu Auslenkungen von 2 % konstant, bei grösseren Auslenkungen nahm die Vorspannkraft zu (infolge Dehnung der Drähte), die Zunahme war aber in keinem Fall grösser als 2,5 % der Nennspannung, und bei der Rückkehr in die Nullage stellte sich die Nennspannung wieder ein.

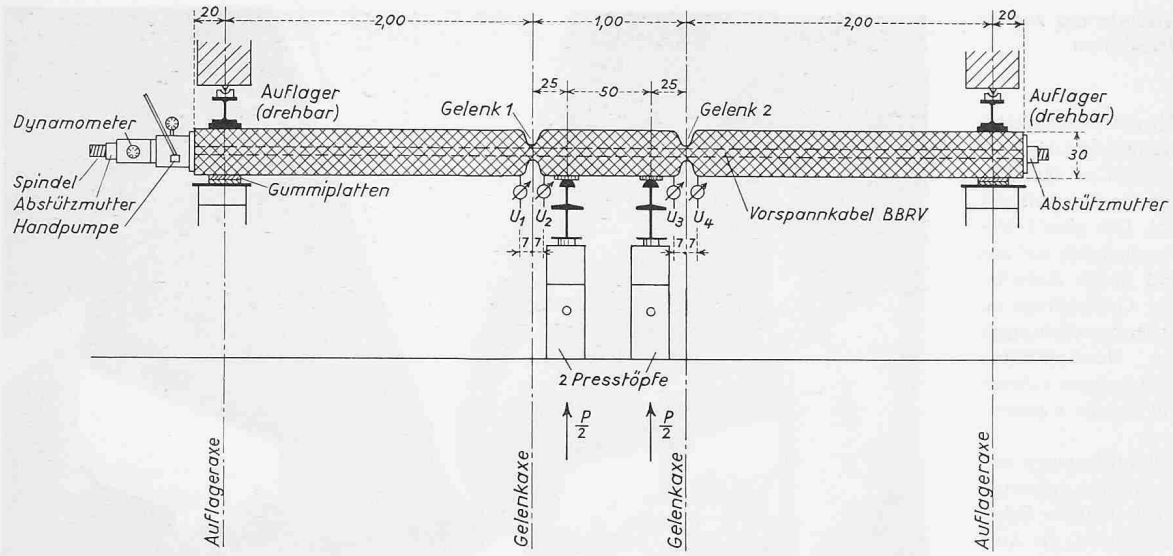


Bild 5. Versuchsanordnung, Vertikalschnitt 1:50

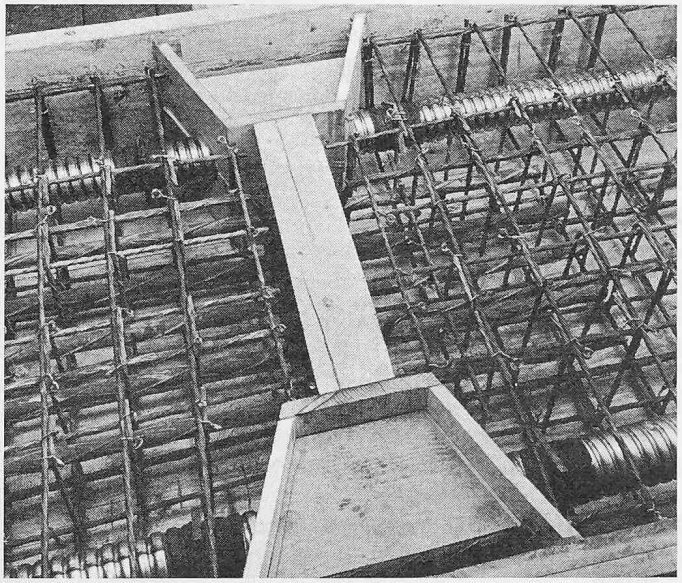


Bild 7. Detail zu Bild 6, Gelenkarmierung 5 ϕ 24

Die Angaben und Bilder dieses Aufsatzes entsprechen nur einer kurzen Zusammenfassung der relativ umfangreichen Untersuchungen. Massgebend sind aber die Schlussfolgerungen, die aus diesen Untersuchungen gezogen werden können.

6. Ergebnisse

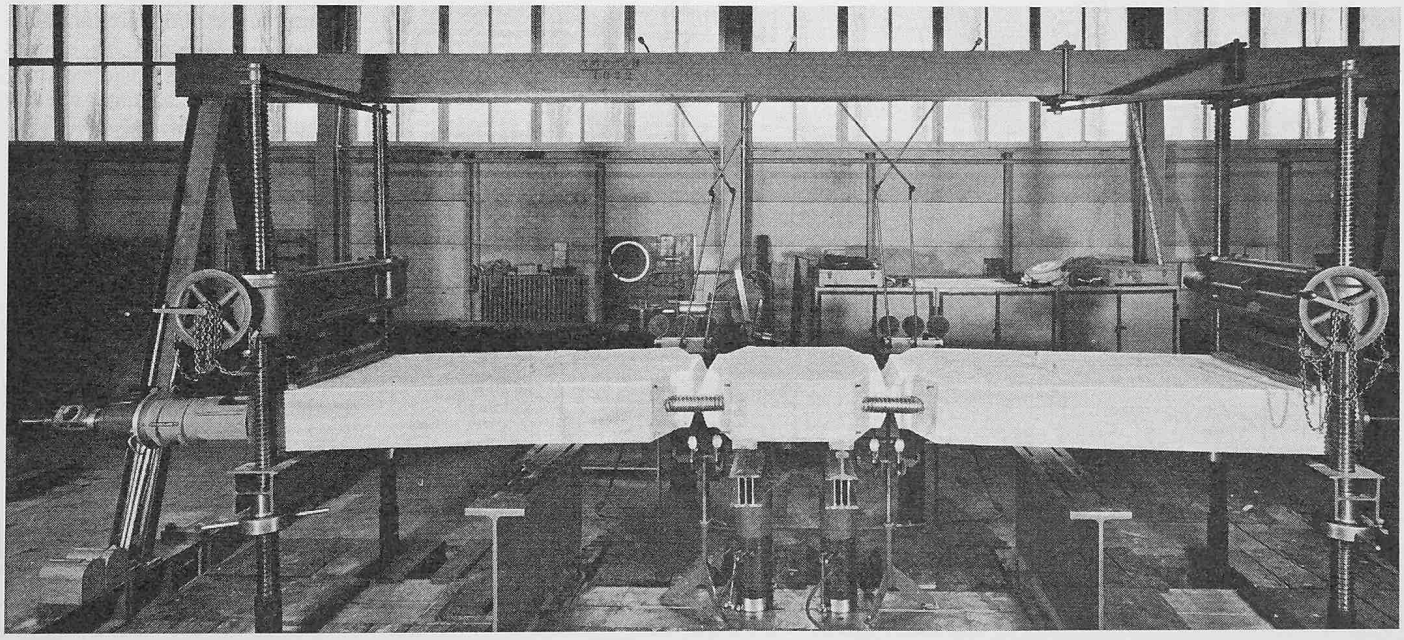
6.1 Ermittlung der maximal zulässigen Verdrehungen in den Gelenken

Die allgemeinen Erfahrungen bei Betonbauten zeigen, dass die Rissbreite weniger als 0,3 mm betragen muss, damit keine Rostbildungen am Stahl oder Zerstörungen durch Witterungseinflüsse auftreten können; ausserdem sollen beim Betongelenk keine wesentlichen Stauchungen in der Druckzone auftreten. Die Erfüllung dieser Forderungen bedingt auf Grund der durchgeführten Versuche eine Begrenzung der Gelenkverdrehung auf 1 %. Das Gelenk Typ *C* (ohne Armierung) musste ausgeschaltet werden, da insbesondere bei kleiner Vorspannung, entsprechend der effektiven Gebrauchslast, die Risse das zulässige Mass überschritten.

6.2 Bestimmung der günstigsten Einschnürbreite und Form des Federgelenkes (Bild 13)

Der Vergleich der Rissbilder zeigt, dass die grössere Einschnürung bei *D* von 6 cm statt 10 cm ($^1/_5$ statt $^1/_3$) sich auf die Rissbildung günstig auswirkt und auch die Stauchwirkungen nicht grösser werden. Aus diesen Gründen wurde für die Ausführung eine gleichmässige

Bild 8. Versuchsanordnung bei horizontalem Mittelstück



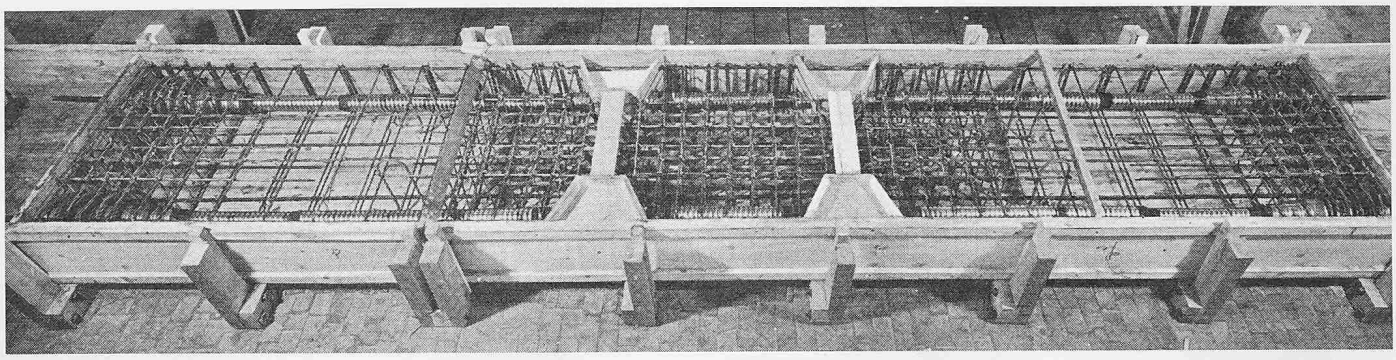


Bild 6. Schalung und Armierung für den Versuchskörper Typ B, Gelenkarmierung 5 ⌀ 24

Gelenkbreite von 10 cm entsprechend einer Einschnürung von $^1/_4$ bis $^1/_8$ gewählt. Die Gelenkfuge wird ausgerundet in Übereinstimmung mit früheren Versuchen. Der Ausrundungsradius beträgt $R = 4$ cm, und die Fugenbegrenzungen zeigen eine Neigung von 1 : 5 mit Rücksicht auf eine gute Verarbeitungsmöglichkeit des Betons. (Durchbetonieren des Gelenkes in einem Zuge ohne Arbeitsfuge.) Beim Versuch haben sich auf beiden Stirnseiten Betonsplitterungen und Risse gezeigt. Es ist deshalb notwendig, die Einschnürung auch auf der Stirnseite auszuführen (ringsumlaufend und ausgerundet).

6.3 Festlegung der zulässigen Betonspannungen im Gelenkquerschnitt

Freyssinet hat schon vor vielen Jahren nachgewiesen, dass infolge des dreiaxigen Druckzustandes im Gelenk wesentlich höhere Spannungen als beim einaxig gedrückten Bauteil zugelassen werden können. Neue deutsche Studien schlagen vor, in einem Betongelenk die Prismendruckfähigkeit als zulässig zu betrachten. In unserem Fall würde dies einer zulässigen Spannung von rund 400 kg/cm² entsprechen.

Auf Grund der Resultate aus den Versuchen des «Laboratoire d'essai des matériaux» in Lausanne ergaben sich auf der Baustelle folgende Würfeldruckfestigkeiten:

nach 7 Tagen: 465 bis 472 kg/cm²

nach 28 Tagen: 597 bis 622 kg/cm²

Die zulässige Betonspannung errechnet sich wie folgt:

a) Schweiz: S.I.A.-Normen No. 162, Art. 30:

$$\sigma \text{ zul} = 600/2 = 300 \text{ kg/cm}^2$$

b) Deutschland: Norm DIN 1075:

$$F/F_1 = \text{im Mittel } 8{,}4$$

$$\beta = 0{,}75 \cdot 610 = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ zul} = \frac{450}{3} \sqrt[3]{8{,}4} = 305 \text{ kg/cm}^2$$

Änderungsvorschlag nach Spieth («Beton- und Stahlbetonbau», 56. Jahrgang, Heft 11):

$$\sigma \text{ zul} = \frac{\beta}{2{,}5} \sqrt{\frac{F}{F_1}} = \frac{450}{2{,}5} \sqrt{8{,}4} = 520 \text{ kg/cm}^2$$

c) Frankreich: Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé, Mars 1961:

Für Randspannungen:

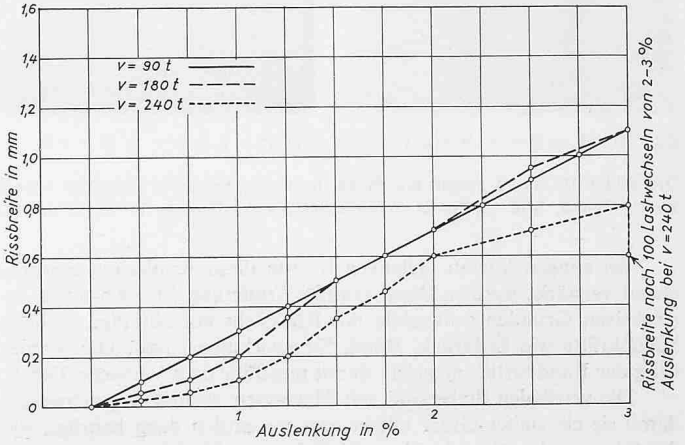
$$\sigma \text{ zul.} = 10/12 \cdot 1{,}03 \cdot 600 = 515 \text{ kg/cm}^2$$

Obwohl diese zulässigen Spannungen nicht speziell für Federgelenke mit Exzentrizitäten bestimmt sind (Problematik der Spannungsverteilung), darf auf Grund unserer Versuche sowie von Ausführungen von Prof. Leonhardt (s. «Beton- und Stahlbetonbau», 55. Jahrgang, Heft 6) mit folgenden Werten gerechnet werden:

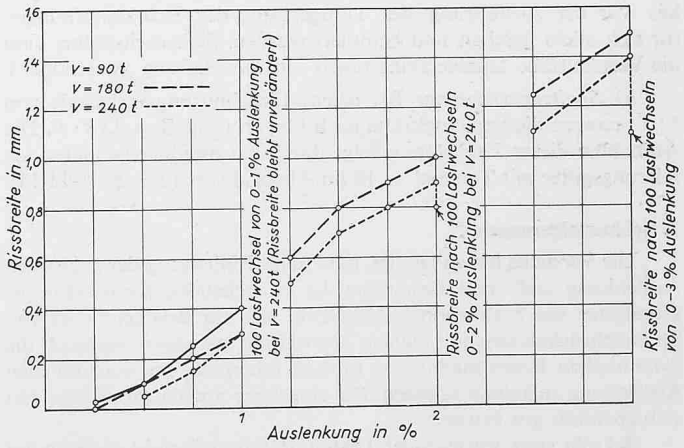
Ständige Last	= 150 kg/cm²
ständige Last und Verkehr	= 200 kg/cm²
ständige Last, einseitiger Verkehr und Wind	= 300 kg/cm²

6.4 Bestimmung der Armierung für die Ausführung

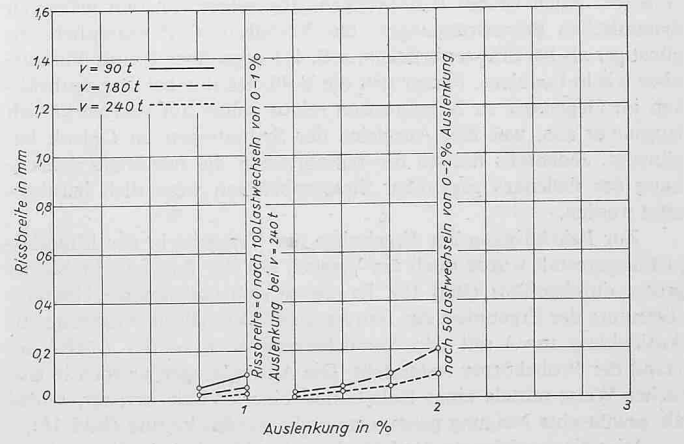
a) Im Gelenk: Vertikaleisen Boxstahl ⌀ 26. Das Armierungsschema (Bild 14) wird überall angewendet, wo die zulässigen Pressungen nicht erreicht werden oder keine grösseren Zugkräfte in Querrichtung auftreten. Dies ergibt folgende Armierungsprozentsätze: am Rand = 4,2 %, in der Mitte = 2,1 %.



Typ B



Typ B



Typ D

Bild 9. Rissbreiten in Funktion der Auslenkung

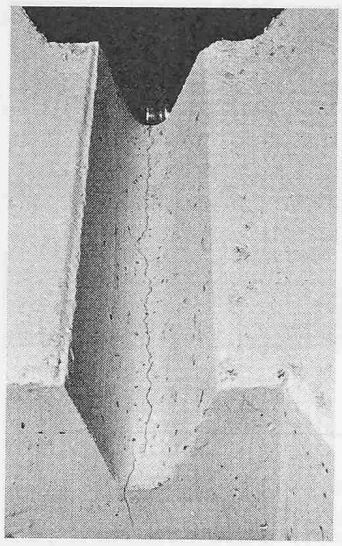


Bild 10. A = 0 ÷ 1, R = 0,3

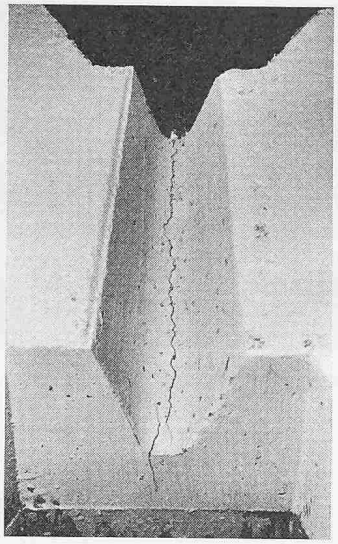


Bild 11. A = 0 ÷ 2, R = 0,8

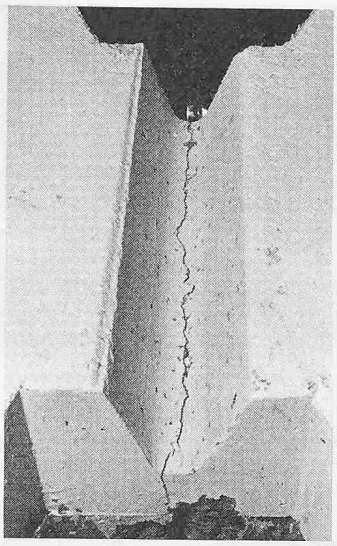


Bild 12. A = 0 ÷ 3, R = 1,1

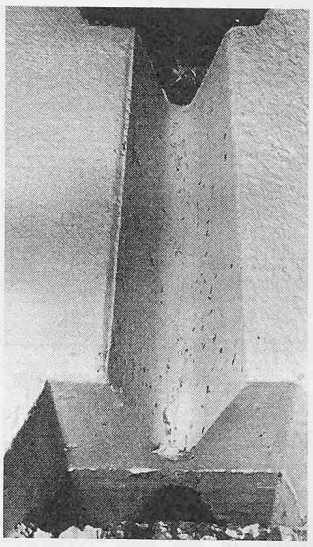


Bild 13. A = 0 ÷ 1, R ~ 0

Die Bilder 10 bis 13 zeigen die Risse in der Zugzone des Gelenkes 1 nach 100 Lastwechseln bei verschiedener Auslenkung, Vorspannung 240 t. Bilder 10 bis 12 Typ B, Bild 13 Typ D. A bedeutet die Auslenkung in %, R die Rissbreite in mm

Bei einigen kurzen Gelenken musste diese Armierung entsprechend verstärkt werden. Diese kräftige Armierung ist auch aus konstruktiven Gründen notwendig mit Rücksicht auf allfällige seitliche Schubkräfte wie Erddruck, Wind, Stosswirkungen usw. Die Armierung der Randpartie entspricht damit ungefähr dem Versuche Typ *B*.

Die vertikalen Stäbe sind mit Flacheisen zusammengeschweisst, damit sie ein steifes Gitter bilden, was wesentlich dazu beiträgt, die Ausführung des Gelenkes besonders in den Hochlagen zu sichern (Bild 15). Diese Disposition der Gelenkarmierung hat sich auch deshalb bewährt, weil die hohen Stützen einschliesslich des oberen Gelenkes vor der Ausführung des Lehrgerüstes der Brückenöffnungen für sich allein geschalt und betoniert wurden. Sicherheitshalber sind die Vertikalstäbe feuerverzinkt (auch um die Haftung zu erhöhen).

b) Spaltzugarmierung: Bei einem Einschnürungsverhältnis von 1 : 5 betragen die Spaltzugkräfte nach Guyon rund $Z = 0{,}18 \cdot P$. Die Aufnahme dieser Zugkräfte erfolgt durch ein dreidimensionales Armierungsgitter mit Torstahl ⌀ 10 im Abstand von 12,5 cm (Bild 14).

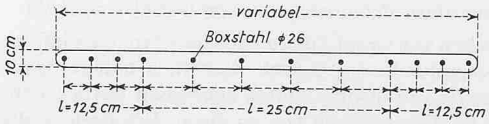


Bild 14. Schema der Gelenkarmierung

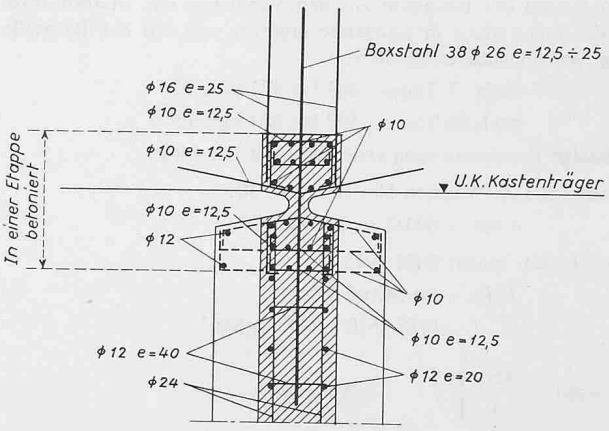


Bild 15. Oberes Gelenk, Vertikalschnitt 1 : 40

7. Schlussfolgerungen

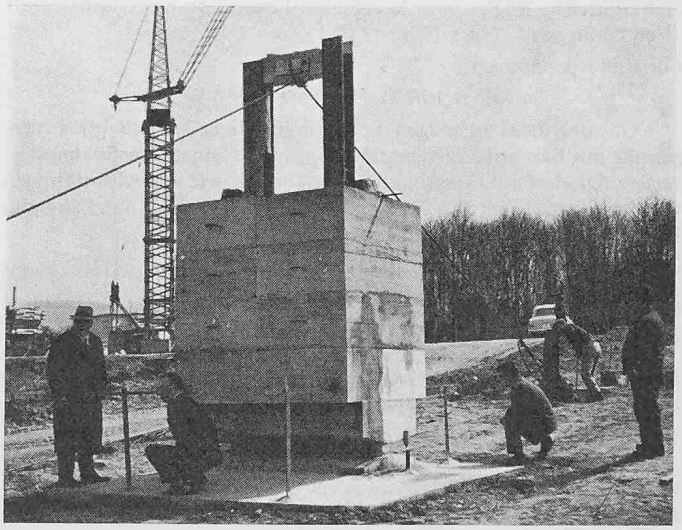
Die Versuche haben gezeigt, dass unter Einhaltung der zulässigen Auslenkung und unter Beachtung der vorstehenden Konstruktionsgrundsätze die Stahlbeton-Federgelenke sich für Brückenpfeiler von Strassenbrücken sehr gut eignen. Sowohl die statischen wie auch die dynamischen Beanspruchungen führten innerhalb der vorgesehenen Auslenkung zu keinen Schäden. Die eingelegte Spaltzugarmierung hat sich ebenfalls gut bewährt.

Bei sehr stark wechselnden Lasten (Bahnbrücken) ist dagegen das Stahlbeton-Federgelenk weniger geeignet, da die Spannungsspitzen (Kerbspannungen) nicht Zeit haben, sich im Gelenkquerschnitt zu verteilen. Auch ist bei Bahnbrücken, abgesehen von den grösseren dynamischen Beanspruchungen, das Verhältnis G/P wesentlich ungünstiger als bei Strassenbrücken, z. B. 1/1 gegenüber 1/4 für Verhältnisse wie in Ecublens. Ferner tritt die Vollbelastung bei Strassenbrükken im Gegensatz zu Bahnbrücken relativ selten auf und wirkt sich langsamer aus, was den Ausgleich der Spannungen im Gelenk begünstigt. Jedenfalls müsste für Bahnbrücken die maximale Auslenkung des Gelenkes gegenüber Strassenbrücken wesentlich herabgesetzt werden.

Zur Bekräftigung der Ergebnisse der Versuche in der Materialprüfungsanstalt wurde noch ein Versuch auf der Baustelle in Naturgrösse durchgeführt (Bild 16). Es wurde eine vollständige Übereinstimmung der Ergebnisse des Bauversuches (Verhältnis Rissbreite zur Auslenkung usw.) mit den Versuchsergebnissen in der EMPA an Hand der Probekörper festgestellt. Die Auslenkungen wurden in einfacher Weise mittels eines Kabels und einer Winde erzeugt, wobei die gewünschte Neigung genau eingestellt werden konnte (Bild 16).

Was die Ausführung der Gelenke anbetrifft, sind sie alle, auch für die höchsten Stützen von 14 m Höhe, an Ort und Stelle in einem Guss und zwar in der Regel vor der Ausführung des Brückengerüstes ausgeführt worden. Die Schalung wurde aus einem Plastikmaterial her-

Bild 16. Baustellenversuch an einem Stahlbetongelenk in Naturgrösse



gestellt, das eine genaue Form der Ausrundung garantierte und unbeschränkt wieder verwendbar war.

Während die oberen Gelenke der Pendelstützen ohne irgendwelche Behandlung blieben, erhielten die Betongelenke, soweit sie unter der Erdoberfläche liegen, in der Mittelpartie einen bituminösen Anstrich (Gomastit) und wurden ringsum mit Schutzwänden gegen das Erdreich abgeschlossen. Den so entstandenen Hohlraum hat man mit Grisomousse ausgefüllt. Diese Schutzmassnahmen sind übrigens lediglich als zusätzliche Sicherheit eingebaut worden, da praktisch die Betongelenke im Boden auch ohne irgendwelche weitere besondere Massnahmen ausgeführt und so belassen werden könnten. Die Bewegungen der hohen Stützen bei einer maximalen Neigung von 1 % sind im Boden rund 1 m unter der Erdoberfläche praktisch unbedeutend. Die maximal zu erwartenden Risse im Betongelenk sind < 0,3 mm, d. h. nicht grösser als in jeder im Fundament eingespannten Eisenbetonstütze. Es war aber bestimmt gerechtfertigt, für dieses wichtigste Bauwerk der Autobahn Genf–Lausanne die grösste Vorsicht walten zu lassen.

Es wäre zu begrüssen, wenn die Frage der Stahlbeton-Federgelenke theoretisch und versuchstechnisch weiter gefördert werden könnte, da diese Art von Gelenken sicher eine der zweckmässigsten Ausführungen gestattet.

Die Projektierung und die technische Bauleitung des Verkehrsteilers in Ecublens lag in den Händen einer Arbeitsgemeinschaft der Ingenieurbureaux Bonnard et Gardel in Lausanne und Soutter und Schalcher in Zürich, wobei dem Ingenieurbureau des Verfassers vor allem das Vorprojekt und die Behandlung der statischen Probleme oblag.

Adresse des Verfassers: *P. Soutter,* dipl. Ing., Ingenieurbureau Soutter und Schalcher, 8005 Zürich, Neugasse 6.

Projekt für ein Thermisches Kraftwerk im St. Gallischen Rheintal

DK 621.311 22

Mitgeteilt von den Nordostschweiz. Kraftwerken AG

Da der Bedarf an elektrischer Energie vorläufig in unverändertem Masse anhält, die Möglichkeiten zum weiteren Ausbau unserer Wasserkräfte aber begrenzt sind, wird die künftig benötigte zusätzliche Energie vorwiegend in Thermischen Kraftwerken und zwar sowohl in solchen klassischer Bauart (Verbrennung von Kohle, Oel oder Erdgas) wie in Atomkraftwerken erzeugt werden müssen. Wenn auch in Zukunft zweifellos die Atomkraftwerke grosse Bedeutung erlangen, so führen energiewirtschaftliche Untersuchungen zum Ergebnis, dass einige Thermische Kraftwerke klassischer Bauart trotzdem weiter Verwendung finden werden.

Der Bau einer Pipeline durch das St. Galler Rheintal und damit die Schaffung eines leistungsfähigen Transportmittels für Rohöl nach dieser Gegend veranlasste die NOK zur Ausarbeitung eines Projektes für ein mit Oel beheiztes Thermisches Kraftwerk im Raume Sennwald-Rüthi. Dabei wurde die Möglichkeit der Zusammenarbeit mit einer von dritter Seite zu errichtenden Raffinerie-Anlage gewahrt. Dies hatte auf die Wahl des Standortes einen entscheidenden Einfluss.

Die Aufstellung des Kraftwerkes, der Tankanlagen und der Raffinerie auf einem einzigen zusammenhängenden Areal kann kaum befriedigend verwirklicht werden, ohne die zukünftige Entwicklungsmöglichkeit der einzelnen Anlagen zu beeinträchtigen. Aus diesem Grunde projektierte die NOK das eigentliche Kraftwerk mit einem Teil des Betriebslagers bei Rüthi, das Haupttanklager hingegen auf den Sennwalder Auen, wo zusätzlich auch Raum für eine Raffinerie verfügbar ist. Die beiden Standorte liegen etwa 4 km voneinander entfernt.

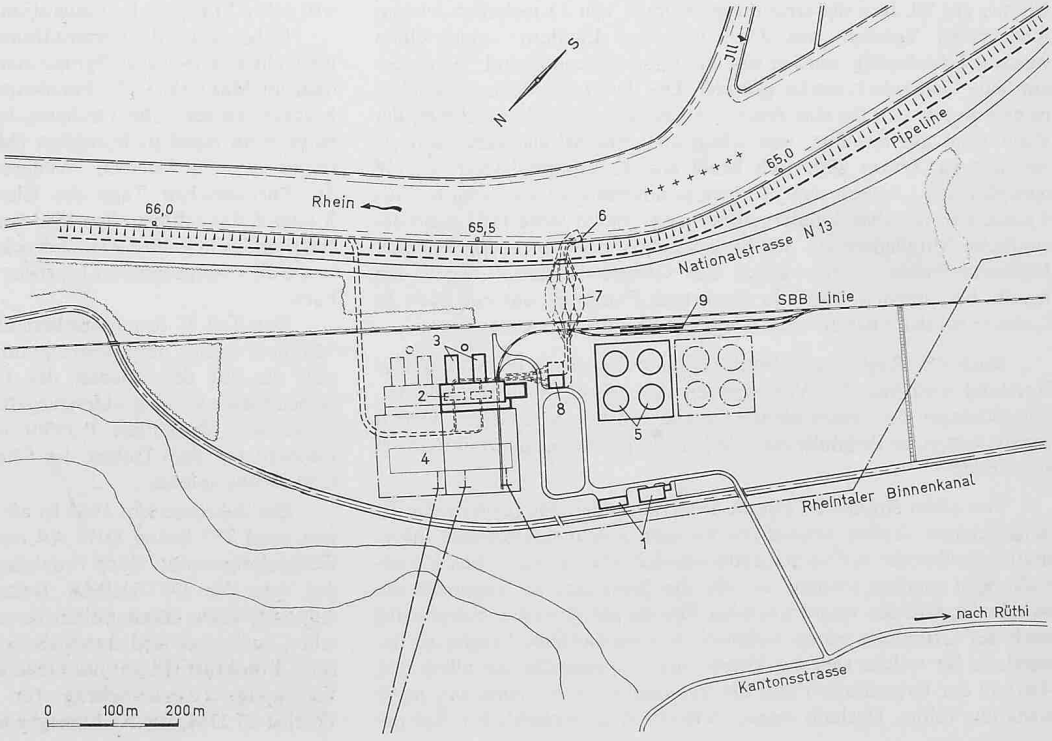
Die erste Ausbaustufe, deren Kosten auf etwa 230 Mio Fr. geschätzt werden, umfasst zwei Blöcke mit einer Leistung von je 150 MW (181 ata, 535/535 °C). Jede Gruppe verbraucht etwa 35 t/h Brennstoff. Zur Kühlung werden je Block rd. 6,5 m^3/s Wasser dem Rhein entnommen, gereinigt und nach dem Durchströmen der Kondensatoren und Wärmeaustauscher mit etwas höherer Temperatur, jedoch ohne zusätzliche Verunreinigung, in den Rhein zurückgeleitet.

Die Zwangsumlaufkessel (je 460 t/h, 190 atü, 540/540 °C) des Kraftwerkes sind so ausgebildet, dass wahlweise Rohöl oder Schweröl verfeuert werden kann, je nachdem, ob das durch die Pipeline antransportierte Rohöl in unveränderter Qualität oder erst nach Verarbeitung in einer Raffinerie dem Kraftwerk zur Verbrennung zugeführt wird.

Das Reserve-Tanklager in Sennwald und das Betriebslager in Rüthi besteht aus Tanks für je 35 000 m^3 Inhalt. Alle Tanks sind gruppenweise in dichten Bassins aufgestellt.

Der Abtransport der Energie erfolgt über die bestehenden nach Winkeln und nach St. Gallen führenden Hochspannungsleitungen. Zur Erhöhung der Transportkapazität ist deren Umbau für 220 kV Betriebsspannung erforderlich.

Das bei der Verbrennung von Oel sich bildende Schwefeldioxyd (SO_2) wird zusammen mit den anderen Verbrennungsgasen



Das projektierte thermische Kraftwerk bei Rüthi im St. Gallischen Rheintal, Lageplan 1:12 000

1 Verwaltung
2 Maschinenhaus
3 Kessel
4 Freiluftschaltanlage
5 Tankanlage
6 Kühlwasserfassung
7 Entsander
8 Pumpenhaus
9 Oelumschlagperron