

# Eisenbahnbrücke über die Strasse Zürich-Winterthur bei Baltenswil

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

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **73 (1955)**

Heft 33

PDF erstellt am: **18.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-61970>

## **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.

# Eisenbahnbrücke über die Strasse Zürich-Winterthur bei Baltenswil

Von Dipl. Ing. P. Soutter, Zürich

DK 624.21.036.2:625.1

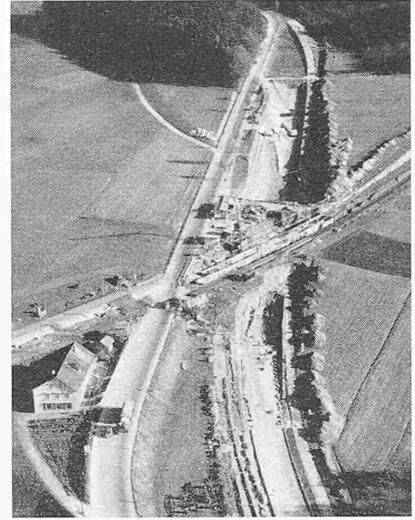
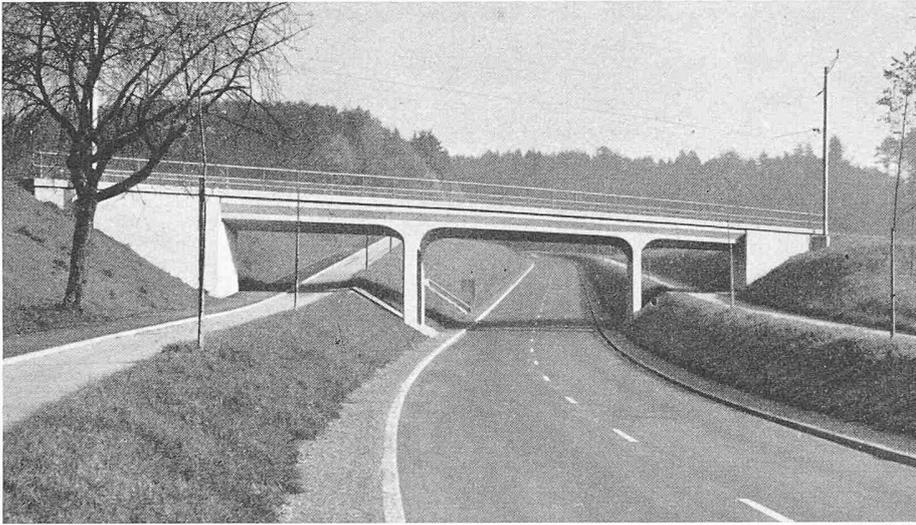


Bild 1. Ansicht der Eisenbahnbrücke über die Kantonsstrasse Zürich—Winterthur bei Baltenswil

Bild 2. Die Baustelle (Fliegerbild)

## 1. Aufgabenstellung und Systemwahl

Im Jahre 1953/54 wurde das Teilstück Brüttsellen bis Tagelswangen der Strasse Zürich—Winterthur korrigiert und in diesem Zusammenhang die Niveaure Kreuzung mit der SBB-Linie Effretikon—Bassersdorf bei Baltenswil durch eine Unterführung ersetzt. Der Schnittwinkel zwischen Strassen- und Bahnaxe ist ausserordentlich klein, er beträgt nur rd.  $37,5^\circ$  (Bild 4). Ausserdem liegt die Unterführung in einer Kurve der Bahnlinie von 580 m Radius und im Bereich des Uebergangsbogens. Um die notwendige Durchfahrthöhe für die Strasse zu erreichen, wurde die Bahnlinie um 1,0 m gehoben und für den Rest die Strasse abgesenkt. Die Bahnkurve wurde ausserdem verbessert, so dass die neue Bahnaxe etwa 6,0 m neben die alte zu liegen kam. Dadurch konnte die neue Brücke fast ungestört neben dem alten Bahntrasse erstellt werden (Bild 2).

Da die Bauhöhe mit Rücksicht auf die erforderliche Absenkung der Strasse auf ein Minimum zu beschränken war, wurde als Brückenkonstruktion ein Rahmen mit massiver Platte über drei Felder mit parabolischen Vouten bei den Mittelpfeilern und beweglichen Endauflagern gewählt (Bild 4). Dank der Ausnützung der starken Schiefstellung

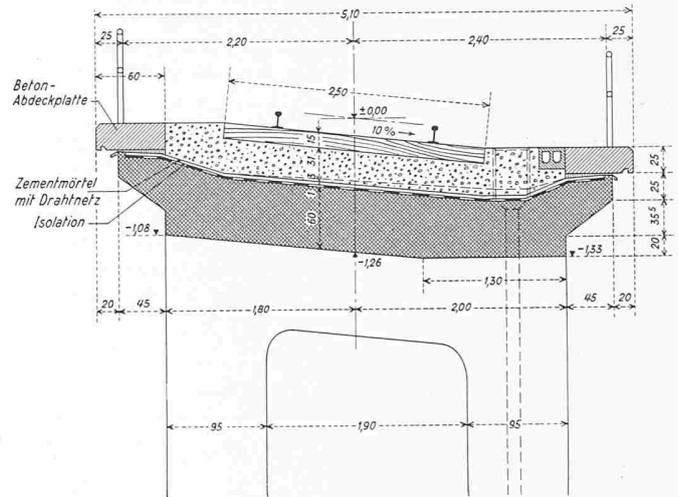


Bild 3. Querschnitt, Masstab 1:60

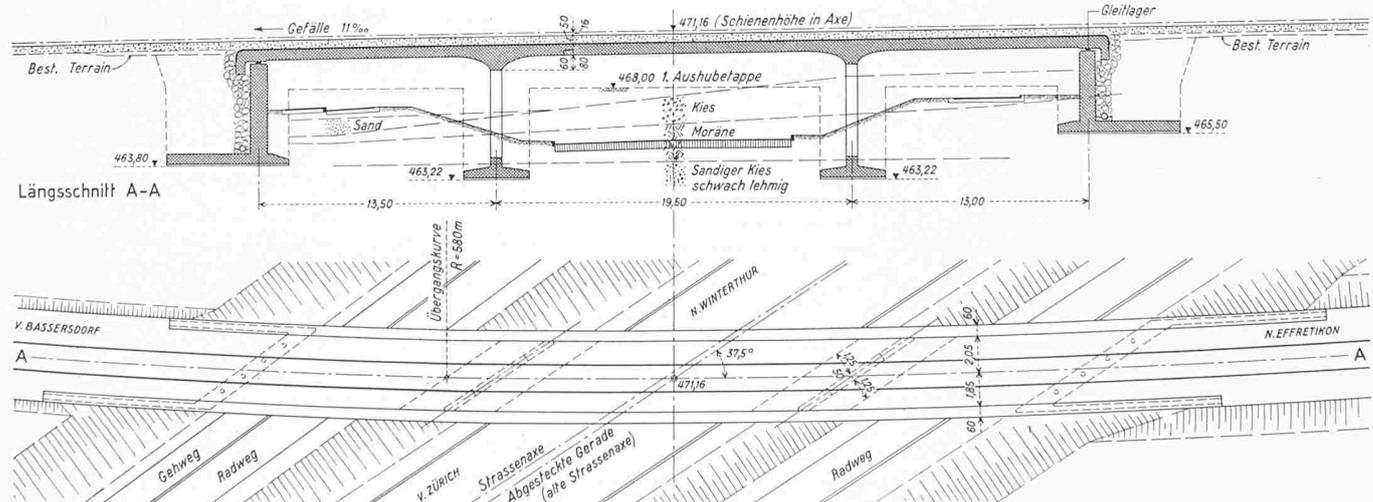


Bild 4. Längsschnitt durch die Mittelaxe und Grundriss, Masstab 1:400

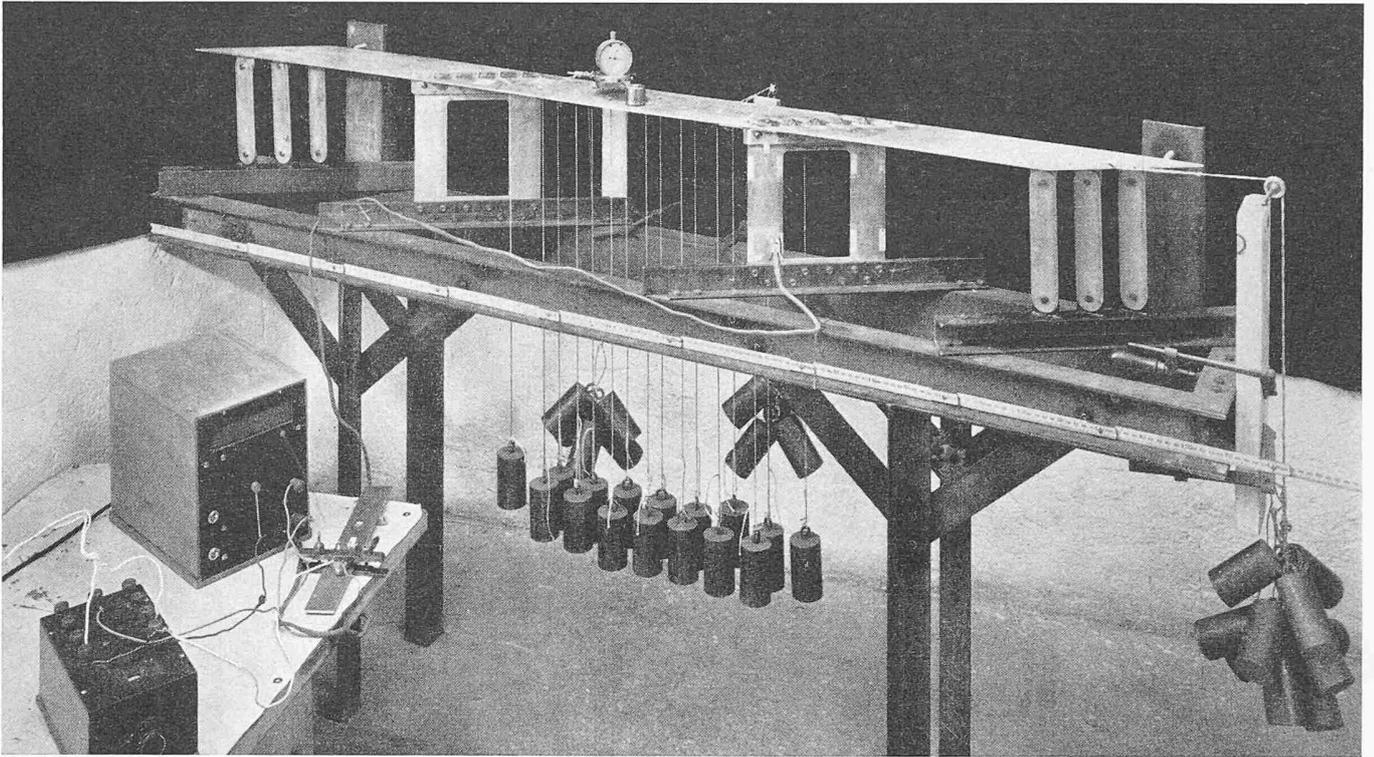


Bild 5. Ansicht des Modells mit Belastungsgewichten sowie mechanischen und elektrischen Messeinrichtungen

der Mittelpfeiler konnte die Brücke ausserordentlich schlank gestaltet werden. Die Stärke der Platte beträgt 60 cm, d. h. nur  $\frac{1}{32}$  der schiefen Mittelspannweite. Dieser Wert dürfte bei einer Eisenbahnbrücke noch nie erreicht worden sein.

2. Modellmessungen

Um ein richtiges Bild der Tragweise der schiefen Brücke zu erhalten und um möglichst wirtschaftlich konstruieren zu können, wurde ein Modellversuch durchgeführt. Nur eine solche Untersuchung gestattet in diesem Falle die Grösse, Richtung und Verteilung der Momente eindeutig zu bestimmen. Um für die Benützung von Krümmungsmessern praktisch messbare Deformationen zu erhalten, wurde ein Modell

aus Anticorodal hart mit dem Längenmasstab  $1:33\frac{1}{3}$  und dem Stärkenmasstab  $1:200$  konstruiert. Die Pfeiler bestehen aus 2,5 mm dicken Platten und sind vermittelst Winkeln mit der 3 mm starken Brückenplatte verbunden. Die Verbindungen wurden mit Araldit-Kaltklebharz verleimt und zusätzlich verschraubt. Diese Eckwinkelverstärkung entspricht in ihrem Einfluss genau der parabolischen Voutenform der Brücke. Die allseitig beweglichen Endauflager wurden als sehr dünne Pendelstützen ausgebildet. Der Elastizitäts-Modul von Anticorodal hart wurde zu  $695\,000\text{ kg/cm}^2$  und die Poissonsche Zahl zu  $1/m = 0,34$  ermittelt. Die Belastung des Modells erfolgte mit Gewichten von 1 kg, die dem Gleis entsprechend in zwei Reihen alle 6 cm (d. h.

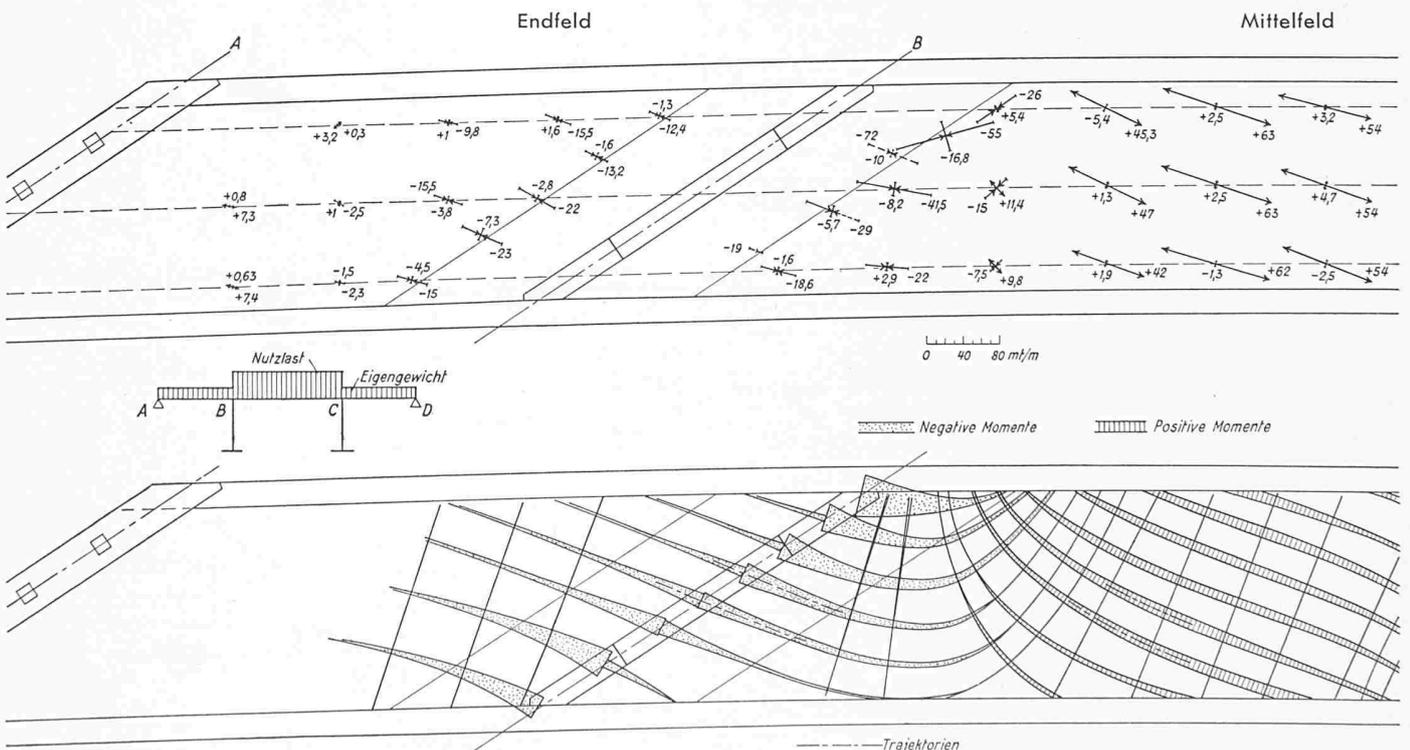


Bild 9a. Hauptmomente (oben) und Trajektorien (unten). Masstab der Längen  $1:133,3$  (1.4 des Modells). Masstab für die Hauptmomente

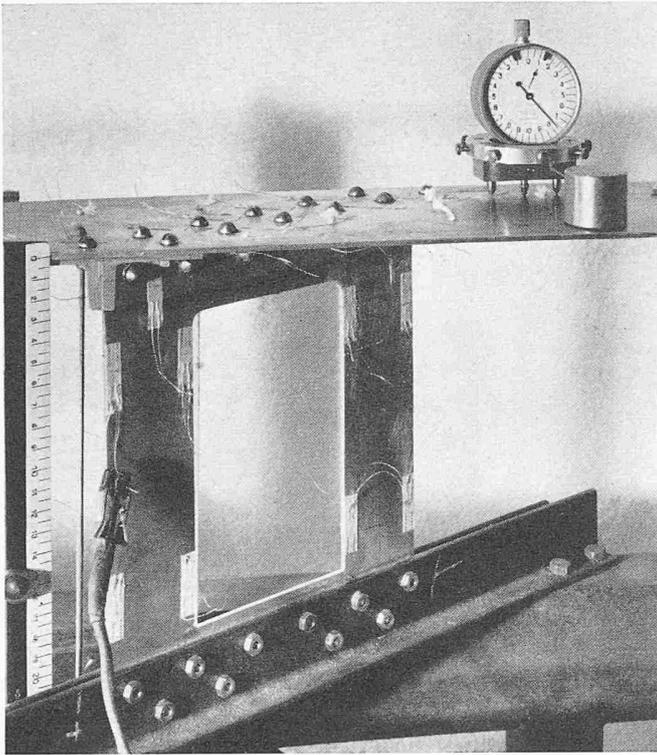


Bild 6. Einzelheit des Modells mit Pfeiler mit aufgeklebten elektrischen Dehnungsmessstreifen und Krümmungs-Messuhr

alle 2,0 m in Wirklichkeit) aufgehängt wurden. Für die Brems- und Fliehkräfte wurden Umlenkrollen angebracht, so dass eine Horizontalkraft von 10 kg entweder in der Brückenaxe oder senkrecht dazu wirkend angebracht werden konnte. Ausserdem ist der Einfluss eines horizontalen Lagers bei den Brückenenden untersucht worden.

Eine erste Untersuchung galt der Abklärung des Einflusses von drei verschiedenen Pfeilerformen auf die Grösse und Verteilung der Momente in der Platte (Bild 7). Ihre Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

Bild 8. Zur Bestimmung der kürzesten Spannweiten

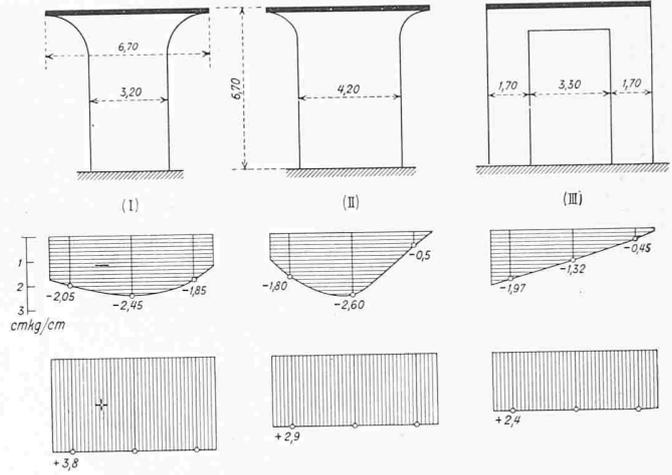
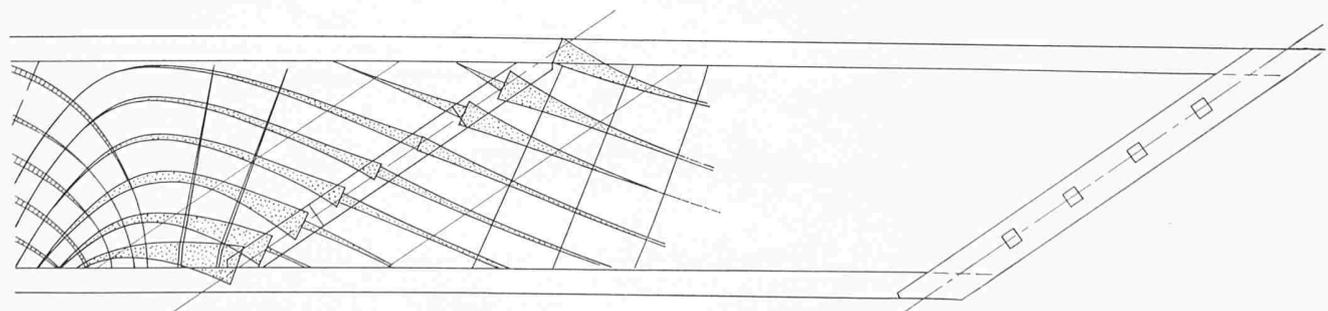
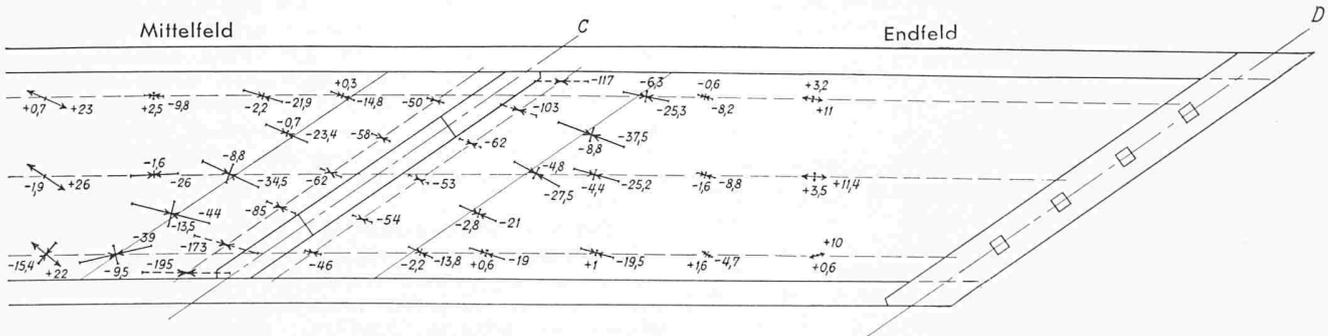


Bild 7. Die drei untersuchten Pfeilerformen, unten der Verlauf der negativen bzw. positiven Feldmomente über dem Pfeiler bzw. in Feldmitte, parallel zur Pfeileraxe

1. Die Stützenmomente sind im Fall I um etwa 60 % ungünstiger und im Fall II um etwa 20 % ungünstiger als im Fall III.
2. Die Feldmomente sind proportional dem Quadrat der kürzesten Länge zwischen den Pfeilern (diagonal gemessen, Bild 8).
3. Die gemessenen Feldmomente stimmen mit der Rahmenberechnung überein, wenn man als Feldweiten diese kürzesten Spannweiten einsetzt.

Auf Grund dieser eindeutigen Ergebnisse wurde die Pfeilerform III für die Ausführung gewählt. Die Messungen am Modell erfolgten für folgende Belastungsfälle:

1. Feld links belastet.
2. Feld rechts belastet.
3. Feld Mitte belastet.
4. Feld rechts und Mitte belastet (zur Kontrolle).
5. Horizontalkraft in Gleisaxe (Bremskraft).
6. Horizontalkraft senkrecht zur Gleisaxe (Fliehkraft und Wind).



(im oberen Bild): 1 cm = 80 mt pro m Längsaxe der Brückenplatte

Bild 9b. Fortsetzung von Bild 9a

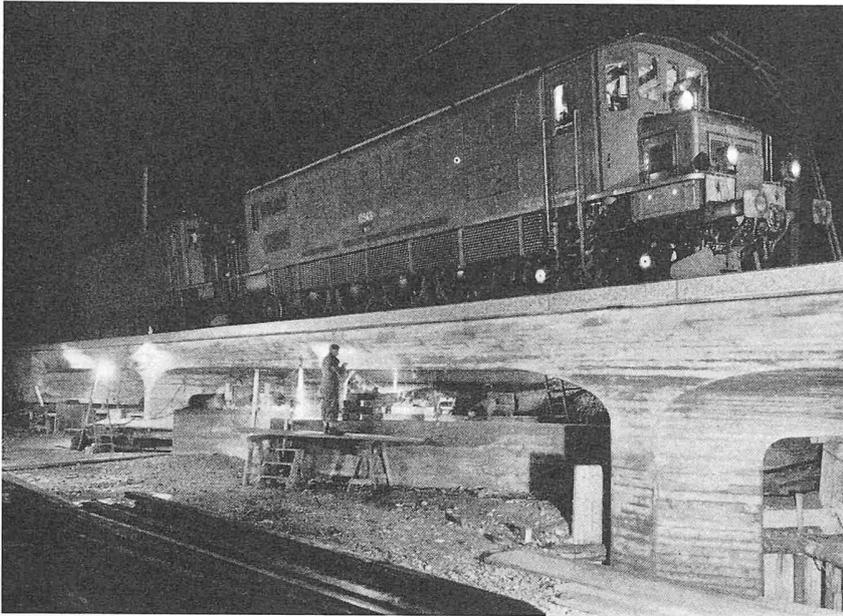


Bild 12. Belastungsprobe in der Nacht vom 19./20. Dez. 1953

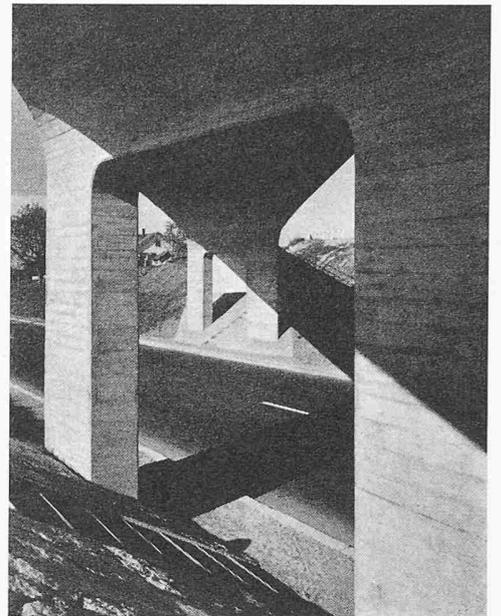


Bild 13. Ansicht der Brücke von unten

Die Temperatur- und Schwindeinflüsse hat man rechnerisch ermittelt.

Zu den Messungen verwendete man einen mechanischen Krümmungsmesser mit 35 mm Messtrecke und  $\frac{1}{1000}$  mm Genauigkeit (Bild 6). Dabei bestimmte man jeweils in vier um  $45^\circ$  verschobenen Richtungen die Krümmungen und ermittelte nachher in bekannter Weise die Hauptrichtungen und Hauptmomente. Ueber dem Mittelpfeiler ergab sich infolge der Eckverstärkungen eine Unstetigkeit, weshalb man dort die Krümmungsmessungen durch elektrische Dehnungsmessungen ergänzte. Die Philipps-Dehnungsmesstreifen wurden z. T. direkt in den vorher ermittelten Hauptrichtungen aufgeklebt; ausserdem wurden auch Philippsrosettenstreifen verwendet. Diese gestatten die Messungen in drei Richtungen, woraus wieder Hauptrichtungen und Hauptmomente abgeleitet werden können. Auch der Pfeiler ist zusätzlich mit elektrischen Dehnungsmesstreifen untersucht worden, um Grösse und Verteilung der Momente in Richtung der Pfeileraxe sowie der Normalkraft zu erfassen. Insgesamt hat man an 75 Messstellen rund 1200 Krümmungsmessungen vorgenommen und ausgewertet sowie an 30 Messstreifen etwa 150 elektrische Dehnungsmessungen durchgeführt.

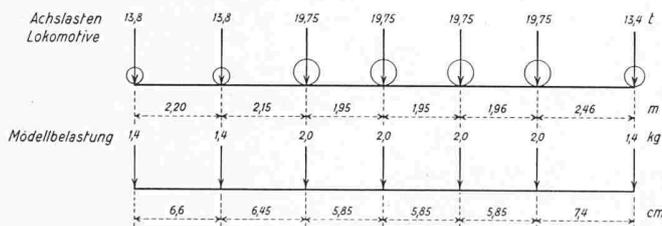


Bild 10. Belastungsschema

Einen Teil der Resultate der Messungen ersieht man aus den Bildern 9a und 9b. Die Trajektorien in der Platte zeigen sehr deutlich die Tragweise der Konstruktion. Die Hauptrichtung der positiven Feldmomente geht ungefähr in Richtung der kurzen Diagonale (Bild 8) in jedem Feld. Die Verteilung der positiven Momente verteilt sich praktisch gleichmässig auf die ganze Brückenbreite. Die negativen Momente über den Stützen sind annähernd parallel zu den Feldmomenten. Ihre Verteilung ist jedoch ganz unregelmässig, d. h. sehr stark konzentriert bei den stumpfen und ganz klein bei den spitzen Plattenecken. Bemerkenswert ist, dass sich dieser Verlauf nicht im Pfeiler fortsetzt; vielmehr sind dort die Momente auf die ganze Pfeilerlänge fast gleich gross. Die Momentenspitzen müssen deshalb von der stumpfen Ecke im Mittelfeld zur stumpfen Ecke im Endfeld oder umgekehrt mittels Torsion übertragen werden. Für die Aufnahme dieser Torsionsspannungen ist die starke Voutenausbildung bis zum Plattenrand konstruktiv erwünscht, ebenso wegen der Konzentration der Schubspannungen bei den stumpfen Ecken.

Zur Kontrolle der Messergebnisse wurde die Summe der gemessenen Plattenmomente rechts und links gebildet und mit dem gemessenen Kopfmoment des Pfeilers verglichen; die Uebereinstimmung ist sehr gut. Grösse und Verlauf der Querkräfte längs der Pfeileraxe wurden durch graphische Differenzierung der Momentenlinie ermittelt. Die Summen der Querkräfte links und rechts mussten gleich der im Pfeiler aus den Dehnungsmessungen bestimmten Normalkraft sein. Auch diese Kontrolle hat bis auf etwa 3% gestimmt.

Nachdem die Belastungsprobe am fertigen Objekt durchgeführt war, konnten die Durchbiegungsmessungen am Modell und an der Brücke miteinander verglichen werden. Zu diesem Zwecke wurde das Modell genau der Lokomotivlast entsprechend belastet (Bild 10). Diese Belastung ergab

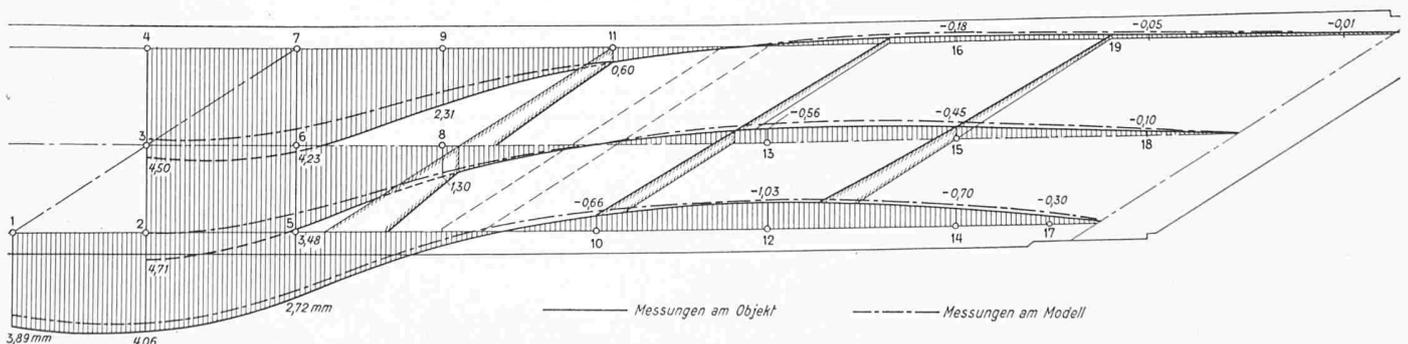


Bild 11. Gemessene Einsenkungen bei Belastung nach Bild 10, ausgezogen (gestrichelt) an der ausgeführten Brücke, strichpunktiiert am Modell, auf Ausführungsstab umgerechnet

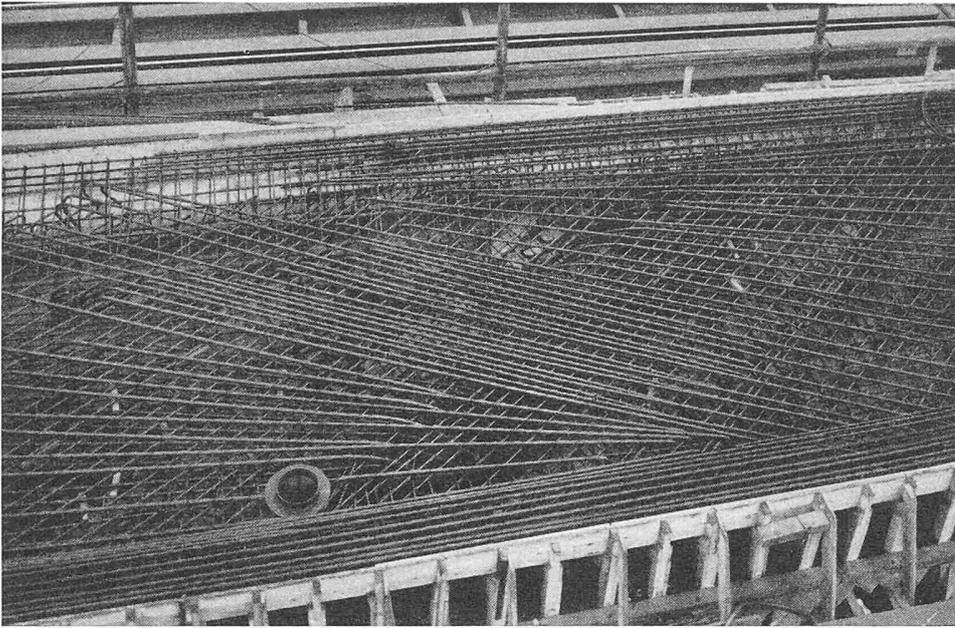


Bild 14. Einzelheiten der Armierung

unter Berücksichtigung eines Elastizitäts-Moduls des Betons von  $440\,000\text{ kg/cm}^2$  einen Umrechnungsfaktor für die Durchbiegungen Ausführung/Modell von 1,8.

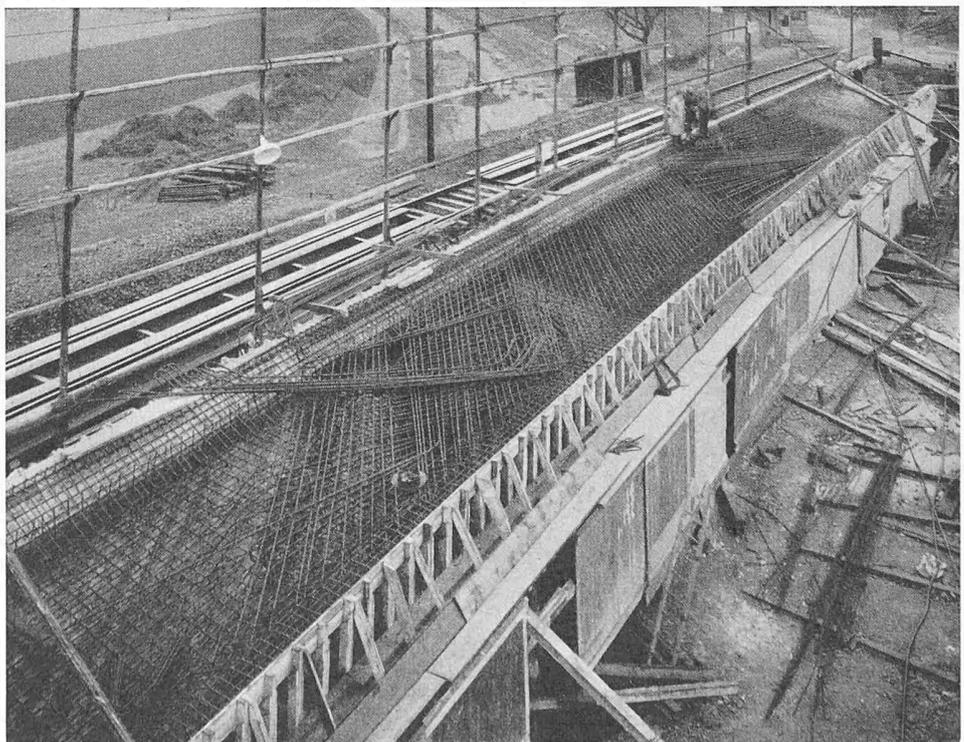
Bild 11 zeigt die an der ausgeführten Brücke gemessenen Durchbiegungen sowie die mit diesem Faktor umgerechneten Durchbiegungen des Modells. Die Übereinstimmung ist sehr befriedigend: der Verlauf der Durchbiegung ist gleich und die etwas grösseren Werte in Brückenmitte sind zu erwarten gewesen. Durch die Haarrisse in den auf Zug beanspruchten Betonzonen vermindert sich dort das Trägheitsmoment, was sich in etwas grösseren Deformationen zeigt. Die grösseren Werte auf der bogeninnern Seite rühren davon her, dass die Platte bei der Brücke 10 % Quergefälle hat, was beim Modell nicht der Fall ist. Für die fahrende Last, d. h. den Normalfall, sind die Durchbiegungen symmetrisch infolge des Fliehkrafterinflusses. Wenn man noch die Unsicherheit in der Grösse des Elastizitäts-Moduls des Betons berücksichtigt, kann man sagen, dass die Wirkungsweise der Brücke mit derjenigen des Modells übereinstimmt.

### 3. Dimensionierung

Auf Grund der Modellergebnisse hat man die ganze Brücke einschliesslich die Fundamente der Mittelpfeiler dimensioniert. Es wurden die ungünstigsten Lastfälle superponiert, die erforderliche Armierung ermittelt und die grössten Spannungen bestimmt. Besondere Sorgfalt wurde der Rissfrage geschenkt, da die Zuspansungen im Beton in Feldmitte bis auf etwa  $74\text{ kg/cm}^2$  anstiegen. Damit die Rissbreite in den Zugzonen das unschädliche Mass von  $\frac{2}{10}$  bis  $\frac{3}{10}$  mm nicht überschreitet, wurden folgende Massnahmen getroffen:

- a) Verwendung von Torstahl (hohe Haftfestigkeit),
- b) Verwendung eines vibrierten hochwertigen Betons mit einer Würfeldruckfestigkeit von  $500\text{ kg/cm}^2$ ,
- c) Auflösung der Armierung in zwei bis drei Lagen mit möglichst kleinen Durchmesser.

Bild 15. Ansicht der Armierung



Die unteren Armierungseisen für die positiven Momente mussten parallel zur Brückenaxe verlegt werden. Infolge der kleinen Brückenbreite war es nicht zweckmässig, diese in Richtung der Trajektorien anzuordnen. Die obere Armierung über den Pfeilern liegt jedoch parallel zu den Haupttrajektorien, was z. T. fächerförmige Verlegung bedingte (Bilder 14 und 15).

Die grösste rechnerische Zugspannung in den Armierungseisen beträgt  $1800\text{ kg/cm}$  für Torstahl. In den Mittelpfeilern erreichen die grössten Betonkantenpressungen etwa  $130\text{ kg/cm}^2$  und in der Platte etwa  $120\text{ kg/cm}^2$ . Die Zugspannungen infolge der Torsionsmomente über den Pfeilern sowie die Schubspannungen in den Zonen der stumpfen Ecken wurden ebenfalls durch eine sorgfältig aufgelöste Armierung aufgenommen.

Auch die Fundation der Pfeiler wurde nach den Modellmessungen bestimmt. Die Axe der Fundamentplatte musste dabei abgedreht werden, mehr in der Richtung gegen die Senkrechte zur Brückenaxe hin, damit die verschiedenen Lastfälle keine Eckpressungen von mehr als  $3,3\text{ kg/cm}^2$  hervorrufen. Der Baugrund besteht aus sehr dicht gelagertem Kies ohne Grundwasser.

### 4. Ausführung

Am 5. August 1953 begann der Bagger mit dem Aushub, um das Planum auf Kote 467,50 für das Lehrgerüst zu schaffen. Anschliessend wurden die Fundamentschlitz für die Mittelpfeiler und Endwiderlager ausgehoben und mit Marciavanti ausgespriesst. Da die beiden mittleren Fundamentschlitz z. T. recht nahe an das Gleis der SBB zu liegen kamen, baute man in diesem Bereich zwei Hilfsbrücken ein. Der erste Fundamentbeton konnte am 14. Sept. eingebracht werden. Die Schalung für die Pfeiler und die Brückenplatte hat man durchwegs aus 12 cm breiten gehobelten Brettern von 50 mm Stärke mit Nut und Kamm erstellt. Ende Oktober waren die Widerlager und die beiden Mittelpfeiler fertig betoniert. Die Gleitlager aus runden Chromstahl-

platten konnten versetzt und die komplizierte Schalung der Brückenplatte begonnen werden. Am 23. November morgens begann man mit dem Betonieren der Platte und setzte diese Arbeit ohne Unterbruch fort bis am 24. November im Laufe des Nachmittags. In der Nacht vom 19./20. Dezember wurden die Anschlussgleise verlegt und morgens von 3.30 h bis 6.30 h fand die Belastungsprobe mit zwei Lokomotiven Ae 4/7 statt. Um 7.00 h fuhren die ersten fahrplanmässigen Züge über die Brücke. Die Bauzeit vom ersten Spatenstich bis zur Inbetriebnahme hat demnach genau 4½ Monate gedauert. Der Bedarf an Beton und Stahl für das ganze Bauwerk betrug:

	Eisenbeton	Torstahl
Fundamente	103 m <sup>3</sup>	10 t
Pfeiler	18 m <sup>3</sup>	8 t
Widerlager	89 m <sup>3</sup>	8 t
Brückenplatte	140 m <sup>3</sup>	29 t
Total	351 m <sup>3</sup>	55 t

Die gesamten Kosten inkl. Ingenieurhonorare, Ueberzeitentschädigungen usw. beliefen sich auf 241 000 Fr. ohne die Hebung und Verlegung des SBB-Gleises. Der Preis pro m<sup>2</sup> Grundriss (Lichtweite × Breite) beträgt demnach 1070 Fr.

Die Oberaufsicht besorgte der Brückenbauingenieur des Kts. Zürich, Dipl. Ing. H. Stüssi. Die Detailbearbeitung und die Bauausführung erfolgte unter Leitung des Mitarbeiters des Verfassers, Ing. W. Schalcher. Die konstruktiven Details und ausführungstechnischen Massnahmen wurden in enger Zusammenarbeit mit dem Sektionschef für Brückenbau des Kreises II der SBB, Dipl. Ing. H. Denzler, gelöst. Die Bauarbeiten führte die Unternehmung Dangel & Cie. in Zürich rasch und sorgfältig aus. Bemerkenswert sind u. a. die sauberen Sichtbetonflächen.

Adresse des Verfassers: Dipl. Ing. P. Soutter, Mühlebachstr. 164, Zürich 8.

## Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband

DK 061.2:627.8.09

An der 44. ordentlichen Hauptversammlung dieses angesehenen Verbandes, die am 1. Juli 1955 im Grossratsaal in Sitten stattfand und erstmals von Nationalrat Dr. K. Obrecht, Solothurn, als Präsident geleitet wurde, nahmen rd. 200 Mitglieder und Gäste teil. Den wesentlichen Inhalt der Versammlung bildeten die allgemeinen Bemerkungen des Präsidenten über die wasserwirtschaftlich interessanten Begebenheiten im vergangenen Jahr, die im aufschlussreichen Jahresbericht des Verbandes eingehend erörtert worden sind.

Im Jahresbericht 1954 findet man unter «allgemeine Mitteilungen» eine sehr übersichtliche Zusammenstellung von kurzgefassten Berichten, die ein eindrückliches Bild über die mannigfachen Gegenstände schweizerischer Wasserwirtschaft geben. Diese Berichte umfassen eine Reihe das Wasserrecht betreffender Interpellationen, Motionen, Postulate, Gesetzesrevisionen und Verordnungen, eine Orientierung über die Tätigkeit der dem Bundesrat als beratendes Organ zur Verfügung stehenden Eidgenössischen Wasserwirtschaftskommission, eine zusammenfassende Darstellung der meteorologischen und hydrologischen Verhältnisse im Berichtsjahr mit interessanten Tabellen über die Abflussmengen des Rheins bei Rheinfeldern, ferner eine Uebersicht über den Stand der Entwicklung auf dem Gebiete der Wasserkraftnutzung und der Elektrizitätswirtschaft, worüber in SBZ 1955, Nr. 16, S. 235, bereits berichtet wurde, und eine Orientierung über die Arbeiten betreffend Flusskorrekturen und Wildbachverbauungen. Für solche Arbeiten wurden gemäss Angaben des Eidgenössischen Oberbauinspektorates insgesamt 5,84 Mio Fr. (im Vorjahr 5,52 Mio Fr.) als Bundesbeiträge an die Kantone ausgerichtet, die einer im Jahre 1954 zur Abrechnung gelangten Bausumme von rd. 14,6 Mio Fr. (14,1) entsprechen. Von dieser Bausumme entfallen 2,22 Mio Fr. auf den Kanton Bern, 1,96 Mio Fr. auf den Kanton Tessin, 1,95 Mio Fr. auf den Kanton Zürich, 1,69 Mio Fr. auf den Kanton Neuenburg und nur 1,19 Mio Fr. auf den grössten und am stärksten gefährdeten Kanton Graubünden. Die Kosten der Internationalen Rheinregulierung Illmündung-Bodensee erreichten mit Abschluss des Berichtsjahres 1953/54 den Betrag von 52 Mio Fr. zuzüglich ab 1942 rd. 35,1 Mio Schilling und 0,4 Mio RM.

Die Arbeiten gehen programmgemäss weiter und sollen im Jahre 1967 fertiggestellt sein.

In diesem Zusammenhang bemerkte Präsident Obrecht an der Hauptversammlung, dass im vergangenen Jahr der neue Staatsvertrag Schweiz-Oesterreich über die Regulierung des Rheines im Grenzbereich von der Illmündung bis zum Bodensee abgeschlossen und ratifiziert werden konnte. Damit wurden auch wieder die Fragen der Wildbachverbauungen im Einzugsgebiet des Rheins akut und lösten im vergangenen Dezember das Postulat Gadiant aus, das eine Revision des Eidg. Wasserbaupolizeigesetzes aus dem Jahre 1877 fordert. Vorstand und Ausschuss des Verbandes haben diese Fragen besprochen und vertreten ebenfalls die Ansicht, dass eine Revision am Platze ist. Sie soll besonders auch die Subventionierung des Unterhaltes bei Verbauungen, die einem grösseren Gebiete zugutekommen, vorsehen. Die jahrzehntelange Praxis in verschiedenen Kantonen hat gezeigt, dass für die meisten Gemeinden der Unterhalt grösserer Verbauungen finanziell einfach untragbar ist und dass solche Werke, die mit eidgenössischen und kantonalen Mitteln erstellt wurden, dem Verfall überlassen werden, was eine Verschleuderung öffentlicher Mittel bedeutet.

Im vergangenen August, letzten Winter und kürzlich sind wiederum verschiedene Gebiete unseres Landes durch katastrophale Hochwasser schwer heimgesucht worden — es sei hier nur auf Graubünden, Wallis und das Juraseengebiet aufmerksam gemacht. Eine weitgehende und solidarische Hilfe zur Wiederinstandsetzung zerstörter Werke und zur Abwehr dieser immer wiederkehrenden Hochwasser ist dringlich. Der Vorstand des Wasserwirtschaftsverbandes hat beschlossen, sich mit dem schwierigen Problem der Hochwassergefahr im Engadin und deren Bekämpfung eingehend zu befassen, wie er sich früher wasserwirtschaftlicher Probleme anderer Gegenden unseres Landes angenommen hat. Auch die von den interessierten Kantonen geforderte II. Juragewässerkorrektur wird ihm in Zukunft beschäftigen.

Anlässlich der kürzlichen Wasserwirtschaftstagung des Oesterreichischen Wasserwirtschaftsverbandes in Innsbruck war wieder einmal Gelegenheit geboten, wasserwirtschaft-

Tabelle 1. Im Jahre 1954 in Betrieb gesetzte oder erweiterte Wasserkraftwerke

Werk	Inbetriebsetzung	Installierte Leistung PS	Mittlere Erzeugung		
			Winter Mio kWh	Sommer Mio kWh	Jahr Mio kWh
Marmorera-Tinzen, 2. Gruppe (EW. der Stadt Zürich)	27. 4. 54	32 000	35,0 <sup>1)</sup>	11,0	46,0 <sup>1)</sup>
Ernen (Rhonewerke AG.)	4. 9. 54	22 300	41,0	65,0	106,0
Bellefontaine, Umbau (Bernische Kraftwerke)	1. 7. 54	1 200	+2,0	+2,0	+4,0
Oberhasli, Zuleitung Grubenbach (Kraftwerke Oberhasli)	6. 11. 54	—	+0,2	+1,8	+2,0
	20. 11. 54				
Birsfelden <sup>3)</sup> (Kraftwerk Birsfelden AG.)	20. 1. 55	120 000	250,0 <sup>2)</sup>	191,0	441,0 <sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Teilstau 20 Mio m<sup>3</sup>. Bei vollem Stau erhöht sich die mögliche mittlere Energieproduktion im Winter in den untern Werken Tiefencastel und Albula um 60 Mio kWh

<sup>2)</sup> Abzögl. Einstauentschädigung an KW Augst-Wyhlen

<sup>3)</sup> Anteil Schweiz 58,75%; die ganze Produktion von Birsfelden fällt nach dem Energieabtauschabkommen Dogern/Birsfelden der Schweiz zu.