

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 115/116 (1940)  
**Heft:** 8

**Artikel:** Die Brückenbauten der neuen Lorrainelinie der SBB in Bern  
**Autor:** Bühler, Ad.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-51233>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 05.02.2025

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

INHALT: Die Brückenbauten der neuen Lorraineinie der SBB in Bern. — Herrschaftliches Wohnhaus P. B.-R. an der Rappenhalde in Winterthur. — Für und gegen den Generatorgasbetrieb von Fahrzeugen. — Beitrag zur elektrischen Aushilfsheizung. — Mitteilungen: Die Wasser-

versorgung Londons. Ein Kistenpass-Basistunnel für Autoverkehr. Das Dörren von Gemüse und Obst. Die neue katholische Kirche in Aarau. Ueber Behelfsbrückenbau. — Nekrologe: Wilhelm Cauer. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine.

Band 116

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich  
Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet

Nr. 8

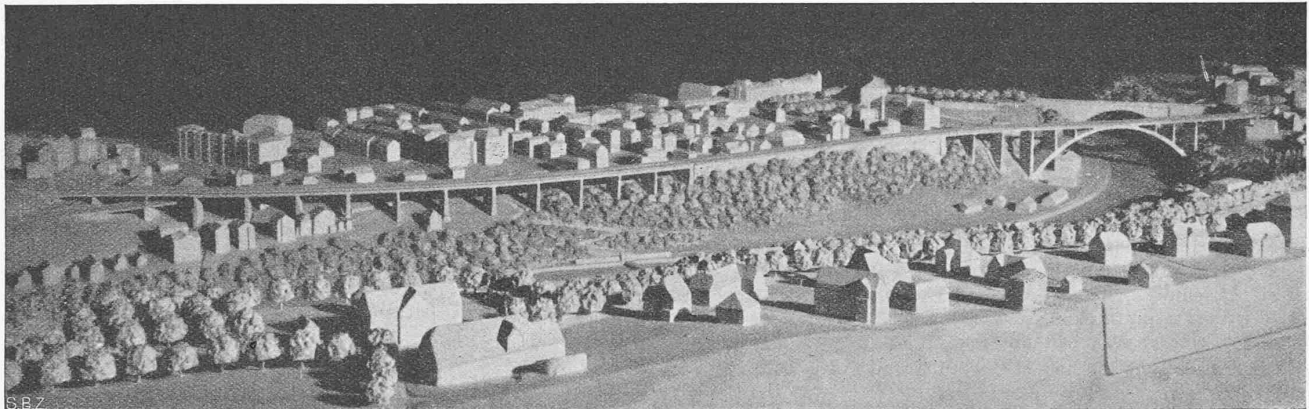


Abb. 1. Modellbild der Lorrainehalde mit Viadukt Abschnitt 2 (links), Abschnitt 3 (Mitte) und Abschnitt 4, Aareübergang (rechts)

## Die Brückenbauten der neuen Lorraineinie der SBB in Bern

Von Dr. h. c. AD. BÜHLER, Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion der SBB, Bern<sup>1)</sup>

Die Brückenbauten der neuen Lorraineinie bilden einen Teil des Gesamtbaues des Bahnhofs Bern. Es handelt sich dabei darum, die bestehende zweigeleisige Linie durch eine, gegen die Aare zu, um etwa 100 m entfernte viergeleisige zu ersetzen und in die Bahnhofgeleise einzubinden. Die Nivellette kommt damit auf grössere Länge an den Rand des Lorraineplateau und beträchtlich über dem Boden zu liegen, was viergeleisige Brücken in einer Länge von etwa 1150 m erforderlich macht (Abb. 1).

### 1. Die Vorentwürfe für die Brückenbauten

Es war eine dankbare, wenn auch für schweizerische Verhältnisse grosse und schwierige Aufgabe, eine allen Anforderungen gerecht werdende Lösung für diese Brückenbauten zu finden. Aus einer grossen Anzahl Varianten wurden in Verbindung mit Arch. H. Klauser in Bern Lösungen ausgewählt und in den Einzelheiten genauer untersucht und zwar auch in wirtschaftlicher Hinsicht. Es wirkte ferner die «Stadtausbaubankommission» mit. Gegenüber dem «Vertragsprojekt» wurde die Linie im mittleren Teil auf das Lorraineplateau verschoben, um eine Gruppierung und, in der Ansicht des langgestreckten Objektes, einen dem Auge wohlthuenden Unterbruch durch eine Mauer zu erlangen. Der Mauerabschluss, hinter dem sich ein Hohlbau verbirgt, ist zum Teil durch Sträucher und Bäume verdeckt. Schliesslich schälten sich aus umfangreichen Studien zwei Lösungen heraus, nämlich:

Eine Eisenbetonbrücke, als Rahmenviadukt ausgebildet, mit einem 150 m weiten Gewölbe über die Aare;

Eine Eisenbrücke ähnlicher Anordnung, mit stählernen, als Balken ausgebildeten Ueberbauten.

Von beiden Lösungen musste schliesslich die Eisenbetonbrücke in den Vordergrund gestellt werden, da sie auf Grund der Voranschläge wesentlich billiger zu stehen kam und sich in die gegebenen Verhältnisse am besten einfügte.

Es wurde auch noch eine Verbundkonstruktion geprüft, d. h. eine Bauweise mit steifen und schlaffen Eiseneinlagen. Diese Lösung wäre auf Grund der Voranschläge nur unbedeutend teurer geworden, als ein Eisenbetonbau mit gleichen äusseren Abmessungen<sup>2)</sup>. Das Submissionsergebnis hat dieser sehr guten Lösung den finanziellen Erfolg versagt, ebenso der Idee eines Stahlbogens, der mit Beton umhüllt oder gunitiert worden wäre.

### 2. Die Submissionsergebnisse

Zur Abklärung der Frage, ob von Seiten der Bahnverwaltung eine wirtschaftliche und technisch richtige Lösung der Brückenbauten vorgesehen sei, wurde ein Submissionswettbewerb ausgeschrieben. Es geschah dies auf Wunsch mancher Kreise, die

der Auffassung waren, es könne nur durch einen Wettbewerb ein hieb- und stichfester Nachweis geleistet werden. Das Ergebnis des Wettbewerbes zeigte, dass es nicht möglich war, die Anordnung der Bauwerke wesentlich besser als im bahnsseitigen Entwurf zu gestalten. Insbesondere die Querschnittsgestaltung der Brücken, die für jedes Geleise nur einen Hauptträger vorsah, wurde allgemein beibehalten. Sie dürfte eine Neuerung im Bahnbrückenbau darstellen. Rahmen oder Balkenträger für die Viadukte sowie bis zu vier grösseren Oeffnungen über das Aaretal blieben unangefochten<sup>3)</sup>.

Es ist lehrreich, festzuhalten, dass die bestehenden Aarebrücken der Stadt Bern den in Betracht gezogenen Hauptlösungen durchaus ähnlich sind, nämlich:

Die Kornhausbrücke (1895/98, beschrieben in «SBZ» Bd. 28, S. 113\* ff., 1896), 12,6 m breit, eine Oeffnung von 115 m Stützweite und fünf kleine Oeffnungen von 35 m Stützweite;

Die Kirchenfeldbrücke (1882/83, Bd. 3, S. 129\*, 1884, und Bd. 65, S. 223\* 1915), 13,2 m breit, zwei Oeffnungen von 81 m Stützweite;

Die bestehende doppelspurige Eisenbahnbrücke (1857/59), drei Oeffnungen von 50 + 60 + 50 m Stützweite;

Die Lorrainestrassenbrücke (1929/30, Bd. 97, S. 1\*, 1931), eine grosse Oeffnung von 80 m, Betonquader-Gewölbe mit aufgehendem Eisenbeton-Hohlbau.

Die konservative Richtung, die gewölbte Viadukte hätte anbieten können, trat zurück. Vielleicht wagten deren Vertreter nicht, mit einem etwas altmodischen Entwurf aufzutreten. Leider ist so ein wertvoller wirtschaftlicher Vergleich ausgefallen. Wir hatten diese Lösung einer Bahnbrücke zwar nicht übergangen; sie wurde auch überschlägig veranschlagt und im ästhetischen Sinne geprüft. Angesichts des inzwischen aufgeschlossenen und teilweise nicht besonders guten Baugrundes darf gesagt werden, dass die Gründungen infolge der Schubwirkungen von Bogenreihen sehr verteuert worden wären. Andererseits bilden Bogenreihen, die sich in der freien Natur hervorragend schön ausnehmen, inmitten einer Bebauung, wo die wagrechten und lotrechten Linien vorherrschen, ein unruhiges, fremdes Element. Wir konnten daher diese Anordnung auch nicht empfehlen.

Bei der Wahl des Tracé der neuen Lorraineinie wurden Bedenken geäussert, ob es gelingen werde, eine ästhetisch befriedigende Lösung für diese Brückenbauten zu finden. Die Schwierigkeiten waren ja beträchtlich im Hinblick auf die Strassen- und Flussrichtung, die schief zum Tracé liegen. Der Wettbewerb hat aber gezeigt, dass der von der Bahnverwaltung beschrittene Weg zweckmässig war und dass die in Vorschlag gebrachte Lösung im Stadtbild ruhig und verträglich wirkt. Die

<sup>1)</sup> Nach einem Vortrag vor der S. I. A.-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau, gehalten am 9. März 1940 in Zürich, ergänzt durch Mitteilungen vor dem Z. I. A. am 23. Febr. 1938.

<sup>2)</sup> Die Verlegung der Bahnlinie Wylerfeld-Bern an die Lorrainehalde, «SBZ» Bd. 103, Nr. 23 vom 9. Juni 1934.

<sup>3)</sup> Es lagen 15 Entwürfe für die Aarebrücke vor, davon 6 mit grossen Bogen, 3 mit zwei Bogen zu 80 bis 90 m, 4 Balkenbrücken aus Stahl, dazu zwei Varianten. Vgl. «SBZ», Bd. 108, S. 212\* (1936).

Bauten haben eher ein schlankes Aussehen und wirken im Verhältnis zu der Bebauung nicht drückend.

Der grosse Bogen verbindet die beiden felsigen Ufer in allgemein verständlicher, ungezwungener Weise. Darüber und über die übrigen Talsenken ist eine Serie gleicher Rahmenelemente verwendet, deren zu häufige Wiederholung durch die genannte Einschaltung einer Mauer gemildert ist. Das auskragende, stets gleiche Konsolband soll das verbindende, aber auch den Verkehrsfluss andeutende Element sein. Die Fahrleitung und die Signalbrücken werden tunlichst unauffällig über den Pfeilern angeordnet. Die Stadt Bern wird so einen modernen, ansprechenden Bau erhalten, der als eine Einheit erscheinen wird.

Die Submission im Jahre 1936 hat ferner gezeigt, dass die Eisenbetonbrücken in dem errechneten Betrag billiger als Stahlbrücken waren. Dieses Verhältnis wäre durch die Abwertung für die Stahlbauweise noch ungünstiger gestaltet worden. Der Beurteilungsausschuss kam daher zum Schluss, dass die Bahnverwaltung bei der Ausführung ihres Bauvorhabens von ihrem Hauptentwurf nicht abzuweichen brauche.

**3. Die Einteilung der Arbeiten**

Schon die Voranschläge sahen eine Einteilung der Arbeiten in fünf Abschnitte vor. So wurde schliesslich auch verfahren.

*Abschnitt 1* umfasst den 600 m langen Einschnitt im Wylerfeld. Das einzige Brückenbauwerk bildet die 5 m breite und etwa 25 m weit gespannte Ueberführung des Polygonweges. Die Ueberbauten sind aus Stahl (43,5 t); sie waren für die notleidenden Stahlwerkstätten eine willkommene Beschäftigung. Die Bauhöhe von 50 cm, einschliesslich des Betonplattenbelages, ist sehr gering (Abb. 2).

*Abschnitt 2* umfasst einen ungefähr 400 m langen Eisenbetonviadukt. Massgebend für seine Anordnung war die Lage zweier Strassenunterführungen und der Umstand, dass für die mittlere Höhe von 20 m die wirtschaftlichste Oeffnungsweite etwa 25 m beträgt. Die Wahl grösserer Stützweiten und zwar von 27,07 m hat sich als zweckmässig erwiesen, indem die Gründungen viel tiefer ausfielen als ursprünglich angenommen wurde. In der Hauptsache besteht der trockene Untergrund aus weichen Molasseschichten, die mit Mergel durchsetzt sind. Die Stützen liegen in regelmässigen Abständen und sind zu Rahmentragwerken verbunden, wie das statische System (Abb. 3) zeigt. Die Vouten sind verhältnismässig klein; die Trägerhöhe wurde so gewählt, dass die abgebotenen Bewehrungen noch mit der Bahn befördert werden konnten. Die Ausmasse sind: Aushub 15 000 m<sup>3</sup>, Beton 23 064 m<sup>3</sup>, Rundstahl 1702 t, Schienenbewehrungen 2547 m, dazu ein Stahlbau im Gewicht von 151,2 t für die Ueberbrückung der später zu erstellenden, verlängerten Lorrainestrasse (Melankonstruktion).

*Abschnitt 3* ist etwa 200 m lang und befindet sich am Rande des Lorraineplateau. Das Bauwerk wird äusserlich als Mauer erscheinen, stellt aber in Wirklichkeit einen Hohlraum dar, dessen statisches System aus Abb. 4 hervorgeht. Die Räume sollen vermietet werden. Hier werden die Ausmasse betragen: Aushub 8000 m<sup>3</sup>, Beton 7000 m<sup>3</sup>, Rundstahl 660 t.

*Abschnitt 4*, von 330 m Länge, wird durch den grossen Aareübergang gebildet. Seine Seitenöffnungen bestehen, wie beim Talwegviadukt, aus 27,0 m weit gespannten Rahmen, die auch über das grosse Gewölbe hinweglaufen. Der Aareübergang steht auf diese Weise in einem Gegensatz zur daneben liegenden Lorrainestrassenbrücke, wodurch eine Rivalität in der Erscheinungsform mit jener Brücke vermieden ist. Das Gewölbe hat eine Spannweite von 150 m und einen Pfeil von 34,8 m (Abb. 5). Die Ausmasse des Abschnittes 4 sind: Aushub 20 136 m<sup>3</sup>, Beton 29 375 m<sup>3</sup>, Rundstahl 1814 t, davon 581 t hochwertig, Schalungen 27 935 m<sup>2</sup>, Schienenbewehrungen 1920 m.

*Abschnitt 5* ist 165 m lang und überbrückt die Schützenmattstrasse und Schützenmatte, sowie die Neubrückstrasse und Eilgutzufahrt mit durchgehenden Trägerdecken (Abb. 5 unten). Seine Ausmasse werden betragen: Aushub 10 000 m<sup>3</sup>, Beton 10 000 m<sup>3</sup>, Stahl für Träger 950 t (davon St 44: 800 t), Rundstahl 270 t.

**4. Allgemeines über die Ausführung der Brücken**

Die Aufgaben, die sich beim Entwurf dieser Brücken stellten, und die technischen Lehren, die sich aus den Auswirkungen der getroffenen Entscheide und aus den Bauerfahrungen ergaben, sind bis heute grösstenteils unbekannt geblieben. Die fertigen

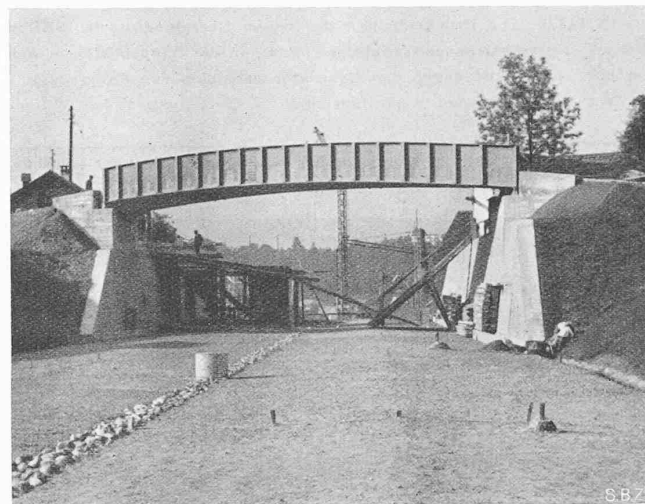


Abb. 2. Stählerne Ueberführung des Polygonweges, Stützweite 25 m

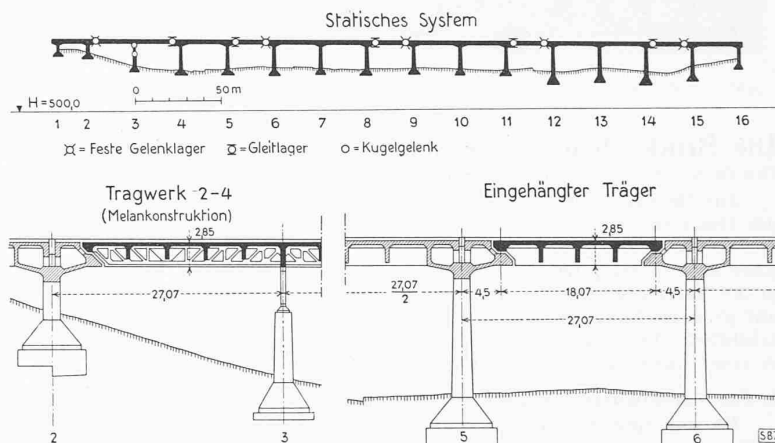


Abb. 3. Statisches System des Abschnittes 2 (Los 2), 1: 4000; Eisenbeton-Tragwerk 1: 800

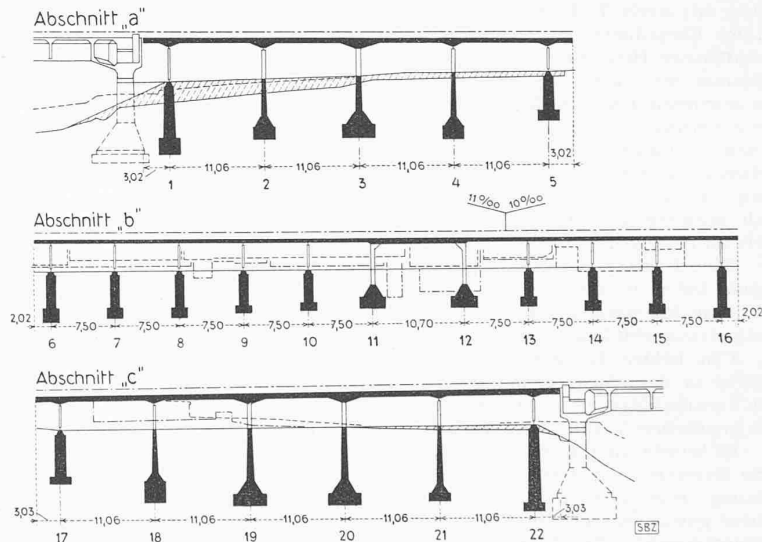


Abb. 4. Statisches System des Abschnittes 3 (Los 3). — Masstab 1: 800

Bauten erscheinen nämlich den Beschauern so einfach, dass allgemein angenommen wird, die Entwurfsaufstellung sei ebenso einfach gewesen. Aus diesen Gründen könnte eine bloss Beschreibung der Brücken nicht interessant ausfallen. Für den Fachmann wird nur eine von höherer Warte gesehene Betrachtung der allgemeinen Verhältnisse, sowie der Probleme, die beim Entwurf der Brücken gelöst wurden oder noch hätten gelöst werden sollen, von Bedeutung sein<sup>4)</sup>. Daraus ergeben sich auch die technischen

<sup>4)</sup> Eine besondere Abhandlung, unter Berücksichtigung der theoretischen Grundlagen, wird an anderer Stelle erscheinen.

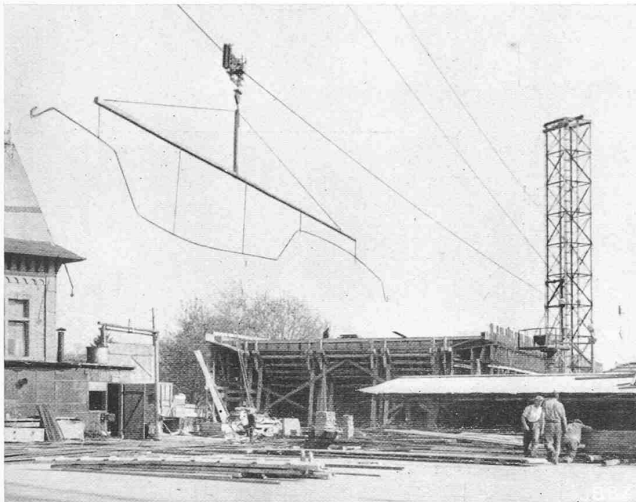


Abb. 6. Kabelkran-Transport eines 50 m langen 44 mm-Rundeisens

∞ 11 400 t, die darauf stehenden Aufbauten samt Schotterbett ∞ 8 600 t, zusammen ∞ 20 000 t, was eine gleichmässig verteilte mittlere Last von ∞ 135 t/m ergibt. Die zufällige Last der vier Geleise von zusammen 40 t/m, ohne Stosszuschlag gerechnet, die zur Herbeiführung der grössten Kämpfermomente längere Strecken bedecken müsste, erfordert vier Züge von je ∞ 1000 t Gewicht, bestehend aus je drei Lokomotiven mit Wagen von 7,4 t/m. Der Bogenschub aus Eigengewicht beträgt ∞ 9 500 t, aus zufälliger Last ∞ 2 500 t, zusammen ∞ 12 000 t; auf eine Bogengründung wirkt ein Druck von ∞ 27 000 t.

Die Fliehkräfte sind für vier Züge bei einer Geschwindigkeit von 90 km/h berechnet, während die Bremskräfte für zwei Züge, jeweilen in ungünstigster Stellung wirkend, berücksichtigt wurden.

Die Warmwirkungen sind für + 15° C beim Gewölbe und für + 20° C bei den Rahmen berechnet worden. Das Schwinden des Betons wurde mit - 10° C beim Gewölbe und mit - 20° C bei den Rahmen bestimmt.

Beim grossen Gewölbe entspricht einer Wärmeänderung von 10° C eine Schubänderung von ∞ 96 t, was im Hinblick auf einen Schub aus Eigengewicht von ∞ 9 500 t sehr wenig ist.

6. Materialtechnisches und zulässige Spannungen

Kein grosser Brückenbau kann heute mehr berechnet werden, ohne dass bestimmte Voraussetzungen materialtechnischer Art getroffen werden müssen. Drei Probleme waren zu lösen:

1. die Wahl der grössten zulässigen Beton- und Baustahlspannungen,
2. die Frage der Stösse und Längen der grossen Bewehrungsseisen, vom Standpunkt der Berechnung, Beförderung und Verlegung aus,
3. die zulässigen Bodendrücke.

Bei der Wahl der *zulässigen Betonspannungen* waren wir uns bewusst, dass nur hohe Werte in Betracht fallen konnten, um ein schlankes, gefälliges Bauwerk zu ermöglichen. Als Grundwerte sind 100 kg/cm<sup>2</sup> für den Beton und 1900 kg/cm<sup>2</sup> für den hochwertigen Baustahl angenommen worden. Bei der Einschätzung der Baustoffgüte war aber daran zu denken, dass grosse Spannungswechsel auftreten<sup>5)</sup>. Für die ganze Brückenbreite schwanken die Biegemomente bei den Doppelrahmen:

in Oeffnungsmitte *M* von 0 bis + 4 500 mt  
in den Vierteln *M* ∞ ± 2 750 mt  
bei den Pfeilern *M* von - 11 500 bis - 3 000 mt.

Aehnlich liegen die Verhältnisse beim grossen Gewölbe. Die Grundspannung aus Eigengewicht macht rund 50 kg/cm<sup>2</sup> aus, der sich eine beinahe ebenso grosse Wechsellastspannung (±) überlagert. Die Druckspannungen im Gewölbe schwanken zwischen 0 bis 20 kg/cm<sup>2</sup> als Kleinstwerte und 100 kg/cm<sup>2</sup> als Grösstwert, d. h. es ist die sogenannte Ursprungsfestigkeit (*0/σ*) massgebend. Wie man hieraus erkennt, ist der Beton bei diesen Rahmen und dem Grossgewölbe sehr ungünstig beansprucht, was eine Folge der schweren Eisenbahnbelastung ist.

Setzen wir die Betonfestigkeit zu *wβ<sub>d</sub>* an, so beträgt die Prismenfestigkeit *pβ<sub>d</sub>* = 0,8 *wβ<sub>d</sub>* und die Ursprungsfestigkeit 0,60 *pβ<sub>d</sub>*. Als Nutzfestigkeit des Betons im Bauwerk erhalten wir daher *blos* 0,5 *wβ<sub>d</sub>*.

Wenn man eine sogenannte gepflegte Würfelspannung von 600 kg/cm<sup>2</sup> bei der Inbetriebnahme des Baues erzielt hat, so ist dies also bei weitem kein Wert, der zur Beurteilung der Sicherheit dienen könnte. Hierin liegt bei der Beurteilung des Betons von Eisenbahnbrücken ein nur zu oft begangener Irrtum. Berücksichtigt man noch, dass erfahrungsgemäss die minimale Betonfestigkeit im Bauwerk auf 2/3 des Mittelwertes der Proben zurückgeht (Saliger), so ergibt sich *min* *pβ<sub>d</sub>* = 2/3 · 0,8 *wβ<sub>d</sub>* = 0,6 *wβ<sub>d</sub>*. Damit sinkt die wirkliche Ursprungsfestigkeit auf etwa 1/3 der Würfelspannungen, d. h. auf 200 kg/cm<sup>2</sup>. Bei einer rechnerischen Spannung von 100 kg/cm<sup>2</sup> ergibt sich daher für Wirkungen *0/σ* eine *blos* zweifache Sicherheit, allerdings mit Einschluss der Eigengewichtswirkungen, oder mit Bezug auf die zufällige Last allein eine etwa vierfache Sicherheit.

Die zehn Jahre alten Proben vom Bau des Grandfeyviaduktes haben gezeigt, dass Würfel auch in langen Fristen selten höhere Festigkeiten als 600 kg/cm<sup>2</sup> erlangen. Die Würfelproben vom Bauplatz der Lorrainelinie haben nach 28 Tagen im allgemeinen infolge Anwendung der Pervibration eine Festigkeit von ∞ 400 kg pro cm<sup>2</sup> ergeben. Auf zwei Jahre extrapoliert, wird die Festigkeit auf ∞ 600 kg/cm<sup>2</sup> steigen, was im Zeitpunkt der Inbetriebnahme der Brücke den zuvor dargestellten Verhältnissen nahekommt.

<sup>5)</sup> Siehe «Stahlbau» 1938, Nr. 2 vom 21. Jan., Seite 9: Zur Dauerfestigkeit von Walzträgern, Dauerfestigkeitsdiagramme.

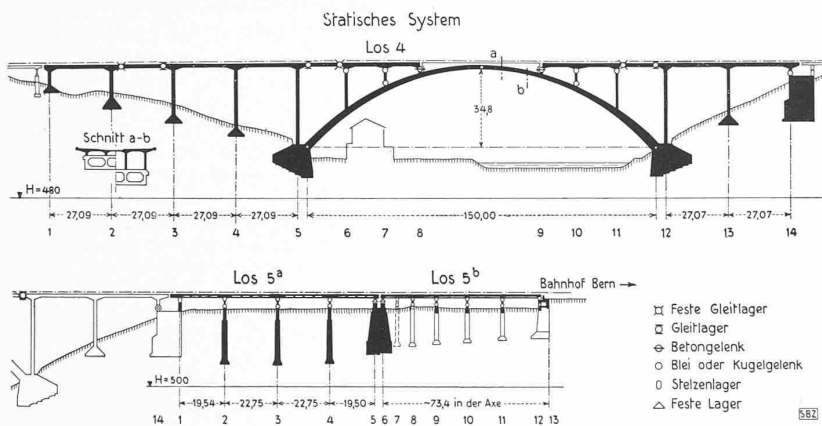


Abb. 5. Statische Systeme der Abschnitte 4 (grosser Bogen) und 5. — Masstab 1:3000

Lehren, die bei weiteren derartigen Bauten verwertet werden können.

In nachstehenden Abschnitten sind diese Hauptprobleme und technischen Lehren behandelt.

5. Belastungen und Kraftwirkungen

Da die neue Zufahrtlinie durch das Lorrainequartier viergeleisig erstellt wird, war gemäss der neuen Brückenverordnung mit einer Belastung von vier Zügen und ungefähr 25% Stosswirkung zu rechnen, was auf die ganze Brücke rund 50 t/m ausmacht. Bei einer Strassenbrücke gleicher Breite, also von 17 m zwischen den Geländern, ergäbe sich eine Belastung von ungefähr 10 t/m. Es kommen also bei einer Eisenbahnbrücke mindestens die fünffachen Auflasten einer Strassenbrücke in Betracht. Dabei handelt es sich um Gewichte, die tatsächlich und oft auftreten und die in ungünstiger Stellung wirken können. Wir sind gewohnt, in unseren Verhältnissen nur ein- oder zweigeleisige Brücken zu betrachten. Eine viergeleisige, etwas mehr als 1 km lange Brücke ist daher ungewöhnlich. Wir waren versucht, die Belastungsannahmen aus diesem Grunde herabzusetzen, von der Vorstellung ausgehend, dass vier Geleise nur in seltenen Fällen gleichzeitig und in ungünstigster Stellung belastet sein werden.

Indessen muss der Viadukt als Teil des Bahnhofes Bern angesehen werden, wo gleichzeitige Ein- und Ausfahrten von je zwei Zügen eintreten können. Wir haben uns so geholfen, dass wir die Belastungsannahmen nicht verminderten, dafür aber kleinere, schwierig zu berechnende Zusatzspannungen bei der Bemessung nicht berücksichtigten. Dabei war zu beachten, dass es ungünstige Teilbelastungen gibt, die nur zwei oder drei Züge benötigen. Sodann war auch zu bedenken, dass schachbrettartige Belastungsarten eintreten können, die Torsionswirkungen zu erzeugen vermögen. Ueberhaupt spielt die räumliche Betrachtung solcher Bauten eine grosse Rolle. Leider sind die baustatischen Methoden hierfür noch nicht genügend entwickelt.

Das Eigengewicht der Rahmenbrücken ist nicht so gross, wie vermutet werden könnte. Sie wiegen ab Pfeilerkopf ∞ 65 t/m. Der grosse Bogen von 150 m Spannweite wiegt ab Kämpfer

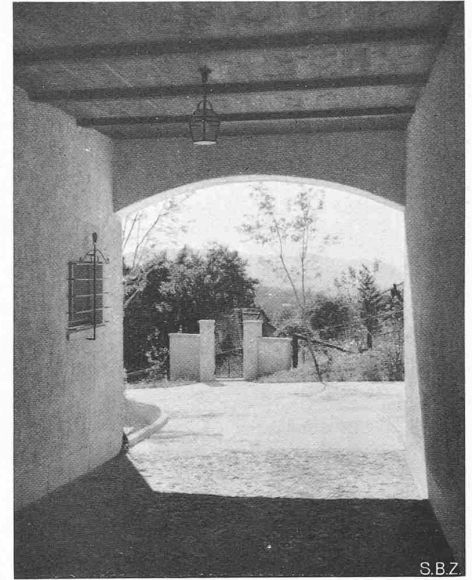


Abb. 2. Auffahrt zum Hause P. B.-R. — Architekten C. LIPPERT u. A. v. WALDKIRCH, Zürich. — Abb. 3. Die Durchfahrt gegen Westen (Text s. S. 88)

Die verwendeten Kiessande haben ein Raumgewicht von  $\approx 2,0$  und Hohlräume von  $30\%$ . Der Zement ist normal; es gelang nicht, eine Sondergüte zu bekommen<sup>6)</sup>.

Der Baustahl 52, d. h. ein Walzstahl mit einer minimalen Festigkeit von  $52 \text{ kg/mm}^2$ , ist von einem früheren Diskussionsstag der EMPA her bekannt. Die Ergebnisse der Abnahmen waren im allgemeinen befriedigend, sodass für eine mittlere Inanspruchnahme von  $\approx 1800 \text{ kg/cm}^2$  dieses Stahls, bei einer geringsten Streckgrenze von  $\approx 3600 \text{ kg/cm}^2$ , ebenfalls eine zweifache Sicherheit in bezug auf die Gesamtlasten vorhanden ist. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Ursprungsfestigkeit dieses Stahles nahezu mit der Streckgrenze zusammenfällt. Aus diesem Grunde konnten wir uns nie entschliessen, *Rundeisenstösse*, die eine geringere Festigkeit aufweisen, bei der Ausführung der Rahmen zuzulassen. Bei den wechselnden Spannungen müssten bei den Stößen die Rundeisen angestaucht werden, sodass die Kernfläche gleich der doppelten Rundeisenfläche wäre. Selbst Widerstandschweissungen bieten unzureichende Sicherheit. Die Verwendung langer Rundeisen bis zu  $50 \text{ m}$  war von Anfang an in Aussicht

<sup>6)</sup> Siehe «Beton und Eisen» 1938, Nr. 11, vom 5. Juni, Teufelstalbrücke. Es wurde dort für nötig erachtet, einen Sonderzement zu verwenden.

genommen und wurde schliesslich auch durchgeführt. Das Walzwerk von Roll in Gerlafingen hat diese Rundeisen (Blockgewicht  $500$  bis  $600 \text{ kg}$ ) ohne Anstand gewalzt und abgebogen<sup>7)</sup>. Selbstverständlich sind gewisse Vorsichtsmassnahmen beim Transport erforderlich. Aus Abb. 6 ist der Transport eines der langen Rundeisen ersichtlich; die Kabelkrane des Loses 4 haben bei der Verlegung dieser Eisen die besten Dienste geleistet. Die Trägerhöhe der Rahmen war so gross gewählt worden, dass die abgebogenen Bewehrungen noch mit der Bahn befördert werden konnten.

Der Untergrund, auf dem das Bauwerk erstellt ist, besteht aus ziemlich harten Mergeln und aus Molasse. Die *zulässigen Bodendrücke* wurden für die Molasse bis zu  $11 \text{ kg/cm}^2$  und für die Mergel zu  $8 \text{ kg/cm}^2$  normiert und zwar als Eckspannungen. Die mittleren Bodendrücke betragen nur  $5$  bis  $7 \text{ kg/cm}^2$ . Dabei ist auf entlastende oder verspannende Vorgänge, die sich im Erdreich abspielen können, keine Rücksicht genommen.

**7. Messungen**

Am grossen Gewölbe sind zahlreiche Messungen vorgenommen worden und zwar wurden festgestellt: Biegelinien, Dehnungen, Winkeländerungen und Temperaturen. Es ergab sich, in wenige Worte zusammengefasst, folgendes: Die mittleren Luft- und Betontemperaturen weichen verhältnismässig wenig voneinander ab, insbesondere bei langsam vor sich gehenden Aenderungen. Immerhin besteht eine deutliche Phasenverschiebung und eine Dämpfung. Maximum und Minimum weichen von der mittleren Jahrestemperatur von  $8^\circ \text{C}$  um  $+12^\circ \text{C}$  und  $-17^\circ \text{C}$  ab. Die Vorschrift, mit  $\pm 15^\circ \text{C}$  Temperaturänderung zu rechnen, reicht also aus, umso mehr, als die Ausdehnungsziffer des Betons

<sup>7)</sup> Siehe «Beton und Eisen» 1938, Nr. 16, Seiten 258/263: Rundstahl für Eisenbetonbauten.

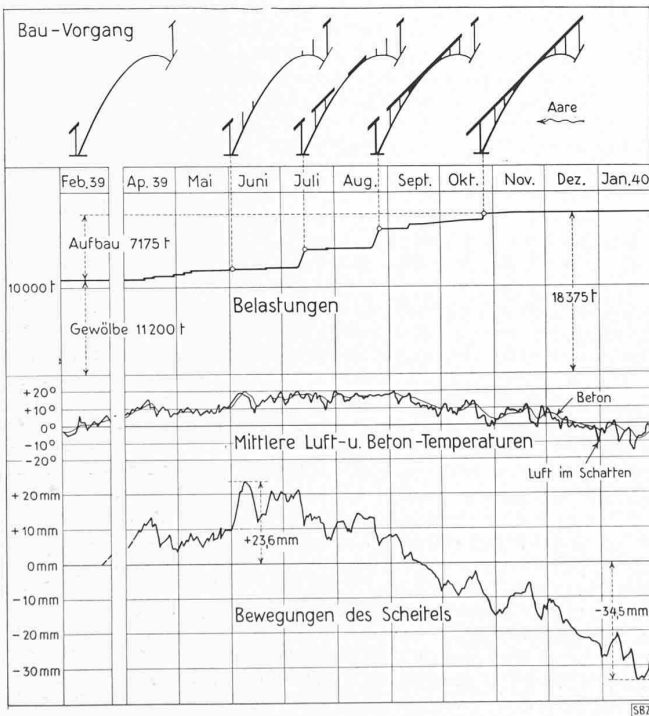


Abb. 7. Scheitelbewegungen des Gewölbes während des Jahres 1939 infolge Aufbaulasten und Temperaturschwankungen

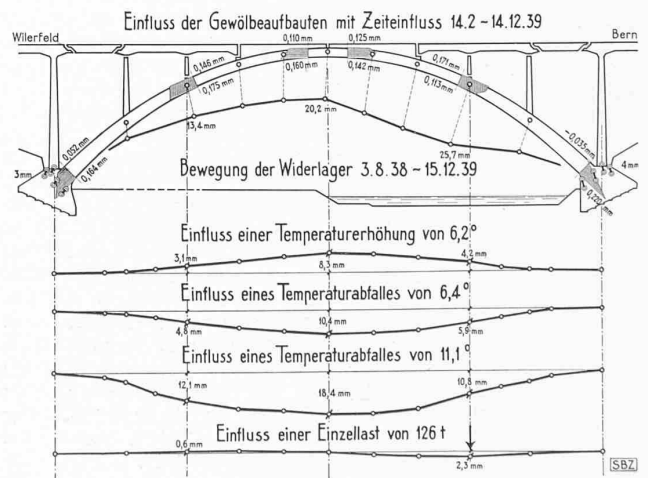


Abb. 8. Biegelinien des grossen Gewölbes infolge der Aufbaulasten samt Dehnungen in Scheitel, Vierteln und Kämpfern, mit Zeiteinfluss während 1939. Widerlagerbewegungen und Temperatureinflüsse



Abb. 4. Herrschaftliches Wohnhaus P. B.-R. an der Rappenhalde in Winterthur (unterhalb des «Bäumli»)

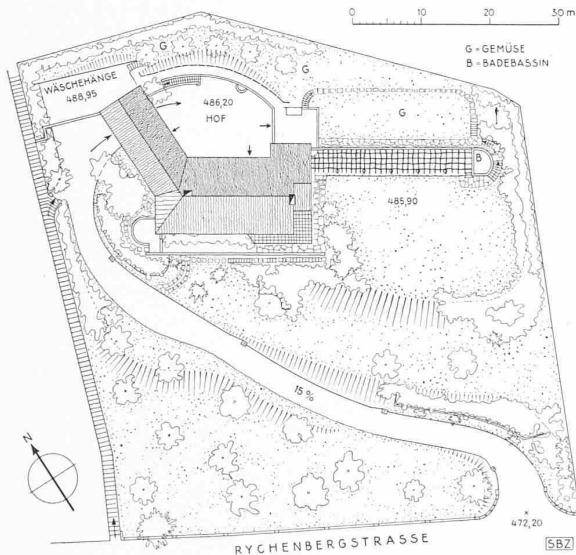


Abb. 1. Wohnhaus P. B.-R. in Winterthur. — Lageplan 1:1000



Abb. 5. Westflügel, links die Hofeinfahrt



Abb. 6. Bergseitiger Hof, gegen Süden gesehen, Hauseingang, Garagetor

eher 0,000 008/9, also kleiner als der vorgeschriebene Wert von 0,000 01 ist<sup>8)</sup>).

Abb. 7 zeigt die Scheitelbewegungen unter dem Einfluss der Temperatur und der Auflasten. Deutlich erkennbar ist der Einfluss des Betonierens der Aufbauten (9/11, S/8 und 6/8, S/9); es ergaben sich Scheitelsenkungen von je 10 mm. Sonst überwiegt der Einfluss der Temperatur den der kleineren Lasten, was gefühlsmässig nicht zu erwarten war.

Abb. 8 zeigt die Biegelinie des Gewölbes, entstanden unter den Auflasten. Die Unsymmetrien sind wohl zum grössten Teil auf die dem Auge nicht erkennbare unsymmetrische Gewölbeform zurückzuführen, herrührend von Ungenauigkeiten bei der Erstellung des Lehrgerüsts.

Ferner wurden festgestellt:

a) Die Dehnungen unter dem Einfluss der Aufbaugewichte; sie lassen auf die bereits genannte Unsymmetrie des Gewölbes schliessen.

b) Einem Temperaturfall von 1,0° entspricht eine Scheitelsenkung von 1,5 mm, sowie ein  $\alpha \approx 0,000 009$ .

c) Für drei weitere Fälle von + 6,2° C, — 6,4° und — 11,1° C ergeben sich 1,34 mm Hebung, und Senkungen von 1,62 und 1,66 mm pro 1°, was auf eine Ausdehnungsziffer von 0,000 008/9 schliessen lässt.

d) Die Bewegungen der Widerlager ergaben 3 und 4 mm in Richtung der Kämpferdrücke, was der elastischen Formänderung des Widerlagers und des Untergrundes entspricht, nämlich für ein E Beton  $\approx 100 000 \text{ kg/cm}^2$  und E Molasse  $\approx 20 000 \text{ kg/cm}^2$ . Die Sehnenvergrösserung des Bogens hat daher bis heute etwa 3,5 mm erreicht, was einem Temperaturfall von 2,5° entspräche.

e) Schwinden der Rahmen. Es konnten nur sehr geringe Werte festgestellt werden.

Die Messungen am grossen Gewölbe sollen noch fortgesetzt werden, um das Schwinden und, wenn möglich, auch das sog. Kriechen des Betons zu bestimmen.

## 8. Technische Lehren zu den Abschnitten 5 bis 7

Die technischen Lehren sind folgende:

a) Mehrgeleisige Brücken, die für unbeschränkte Belastungsannahmen auf jedem Geleise berechnet sind, weisen gegenüber eingelegigen Bauten eine erhöhte Sicherheit auf. Wie auch die Verhältnisse liegen mögen, ist nicht zu erwarten, dass die ungünstigsten Belastungsfälle für die Bauteile des Gewölbes und

<sup>8)</sup> Bei Urnergranit ist  $\alpha \approx 0,000 005$ .

der verschiedenen Rahmen sich öfters wiederholen können. Das Kreuzen der Züge, die Parallelfahrten und schachbrettartigen Belastungsfälle werden selten sein und die seltenen Eintretensfälle werden sich im allgemeinen erst noch im Längssinn des Bauwerkes verteilen. Es ist schwierig, wenn nicht unmöglich, die Häufigkeit der Eintretensfälle auf Grund der Wahrscheinlichkeitsrechnung zu definieren, indem die Verhältnisse von der Gestaltung der Fahrpläne und der Verspätungen abhängig sind<sup>9)</sup>. Dazu kommt noch der Umstand, dass bei den statisch unbestimmten Rahmen und Bogen die Zuglänge und Zugsbildung in viel höherem Masse auf das Zustandekommen der für die Bemessung ausschlaggebenden Verhältniswerte

minimale  
maximale  
Spannung Einfluss haben, als z. B. bei den einfachen Balken, wo die kleinsten und grössten Werte in einfacherer Beziehung stehen. Die zulässige Spannung als Teilbetrag einer Dauerfestigkeit wird daher im allgemeinen eine Funktion sein von Eigengewicht, Zugsgewicht, Zuglänge, Zugszahl, Fahrplan, Tragwerk und Geleisezahl. — Es dürfte sich empfehlen, diesen Gedanken in den Vorschriften für Stahl- und Eisenbetonbauten Ausdruck zu geben, wobei die vielfach statisch unbestimmten Bauweisen und mehrgeleisigen Bauwerke zu berücksichtigen wären. Die Vorschrift der Trennung der Lastenzüge anstatt der Einschaltung unbelasteter Wagen ist eine unnötige Verschärfung.

b) Es ist erwünscht, dass in den Vorschriften für den Eisenbetonbau besonders auf die die Sicherheit herabsetzende Wirkung der schwellenden und wechselnden Spannungen hingewiesen würde und dass in diesen Fällen, also z. B. bei Eisenbahnbrücken die zulässigen Spannungen zu erniedrigen oder die Gütewerte des Materials zu erhöhen sind. — Zweckmässig dürfte es auch sein und könnte vor Ueberschätzungen bewahren, wenn in unseren Vorschriften neben der Bedeutung der veränderlichen Beanspruchungen auch die Beziehung der Würfel Festigkeit  $w_{\beta d}$  zu der im Bauwerk nutzbaren Festigkeit angegeben würde. — Es empfiehlt sich eine vermehrte Entnahme von Proben aus den fertigen Bauwerken, wie z. B. Bohrproben oder herausgespitzte Würfel.

c) Die Regeln zur Erzielung eines guten Betons sind bekannt. Heute handelt es sich darum, diesen in der Praxis zu einem durchschlagenden Erfolg zu verhelfen. Von grosser Bedeutung wäre es, durch Verminderung der Anzahl und Verbesserung der Ausführung der Betonierfugen den monolithischen Charakter der Eisenbetonbauweise zu heben.

d) Für die Annahme des *Rundstahles Güte 52* (hochwertiger, chromlegierter Stahl), der in unserem Lande erzeugt und ge-

<sup>9)</sup> Vgl. Untersuchungen der American Railway Engineering Association.



Abb. 7. Südwestfront, von der Auffahrt, aus Westen gesehen

walzt wird, kann eine geordnete Abnahme nach Schmelzungen durchgeführt werden. Bei dem *Rundstahl Güte 37* (normaler Baustahl) ist dies aber nicht der Fall. Tatsächlich handelt es sich hierbei um eine sog. Handelsgüte, die zwar meistens die verlangten Gütezahlen erfüllt, gegenüber der schmelzweisen Prüfung aber viel mehr Streuungen und Unsicherheiten aufweist. — Wem die Einhaltung der eidg. Vorschriften eine Pflicht ist, der empfindet es als sehr unangenehme Behinderung, dass darin die wirklichen Verhältnisse auf dem Rundeisenmarkt und die Festsetzungen der internationalen Abkommen nicht berücksichtigt sind.

e) Die angewandten Messmethoden (Triangulation) und Messapparate (Klinometer, Setzdehnungsmesser, Dehnungsmesser, Durchbiegungszeichner) haben sich, wie im Stahlbau, als brauchbar erwiesen. Schon jetzt hat sich gezeigt, dass Formänderungen infolge einer ungenauen, von der theoretischen Form abweichenden Gewölbeaxe ziemlich gross sind und dass Baumassnahmen, z. B. Einflüsse eines unsymmetrischen Bauvorganges, sich in empfindlichem Masse auswirken. Es wird daher äusserst schwierig sein, messtechnische Formänderungen nachzuweisen, um die Anwendung verfeinerter Theorien über die plastische Verformung des Betons (Kriechen) zu stützen oder zu analysieren. Dies ist umso schwieriger, als der meistens kaum bestimmbare Betrag des Schwindens des Betons ausgeschieden werden müsste. — Um für die verfeinerten Theorien versuchstechnische Unterlagen zu bekommen, müsste ein ausgeführtes Gewölbe vorerst genau ausgemessen und die langwierigen Berechnungen auf Grund der wirklichen Abmessungen wiederholt werden.

(Fortsetzung folgt.)



Abb. 8. Hofbild gegen Diensteingang und Einfahrt, gegen Norden

## Herrschaftliches Wohnhaus P. B.-R. an der Rappenhalde in Winterthur

Arch. C. LIPPERT und A. v. WALDKIRCH, Zürich

In selten glücklicher Weise erfüllt dieses vor drei Jahren erbaute Haus die beiden gegensätzlichen Ansprüche, die wir an unsere Behausung stellen: einerseits wollen wir uns geborgen fühlen, abgeschlossen von der Aussenwelt und ihren Widerwärtigkeiten — andererseits sollen Luft und Sonnenschein und die ganze Schönheit der Landschaft tief in die Zimmer hineinfluten. Ist im letzten Jahrzehnt besonders die zweite Bedingung beachtet worden, so kommt hier wieder einmal die erste voll zu ihrem Recht. Schon die Einfahrt in den Hof (Abb. 6) durch den Tordurchgang (Abb. 3) weckt das sichere Gefühl «my home, my castle». Und zwar durchaus selbstverständlich, ganz und gar nicht im Sinne unechter Romantik. Der aufmerksame Besucher schätzt schon ausserhalb der genannten Durchfahrt die liebevolle Durchbildung der Westfront mit dem kleinen Balkonaustritt aus dem Gastzimmer (Abb. 5), vollends aber dann den Hof selbst (Abb. 6 u. 8).