

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 65/66 (1915)
Heft: 20

Artikel: Die Verstärkung der Kirchenfeldbrücke über die Aare in Bern
Autor: Rohn, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-32237>

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: 15.03.2025

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

INHALT: Die Verstärkung der Kirchenfeldbrücke über die Aare in Bern. — Wettbewerb für die Gestaltung des Areal des ehemaligen Bad. Bahnhofs in Basel. — Miscellanea: Das Manifest der 300 schweizerischen Hochschulprofessoren. Simplon-Tunnel II. Verein für Schifffahrt auf dem Oberrhein. Elektrolytisen-Ueberzug als Rost-

schutzmittel. Grenchenberg-tunnel. Eidgenössische Technische Hochschule. — Konkurrenzen: Evangelische Kirche mit Pfarrhaus in Bern. — Nekrologie: R. Weber. — Literatur. — Vereinsnachrichten: Technischer Verein Winterthur. Gesellschaft ehemaliger Studierender: Stellenvermittlung.

Band 65.

Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und unter genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 20.

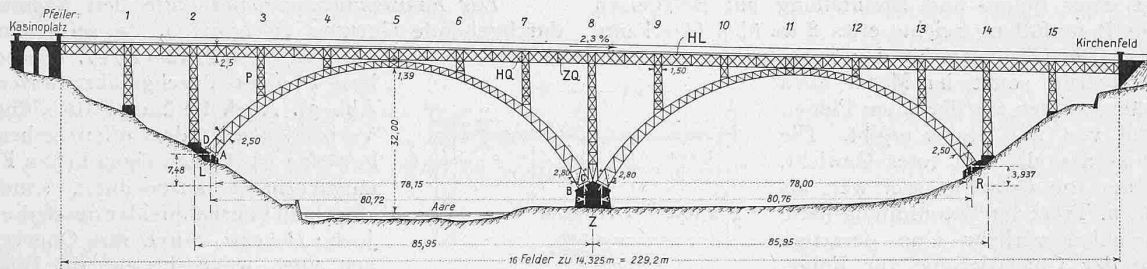


Abb. 1. Ansicht der 1882/83 erbauten Kirchenfeld-Brücke, vor der Verstärkung. — Masstab 1:1500.

Die Verstärkung der Kirchenfeldbrücke über die Aare in Bern.

Von Professor A. Rohn, Zürich.

Vorbemerkungen.

Die mit einem Kostenaufwand von 1 250 000 Fr. erstellte Kirchenfeldbrücke in Bern, die am 24. September 1883, nach einer Bauzeit von 21 Monaten dem Verkehr übergeben worden ist, gab seit längerer Zeit zu Aussetzungen Anlass, und zwar seitens des Laien besonders wegen ihrer Schwingungen und des schlechten Fahrbahnzustandes, seitens des Statikers wegen der grossen Spannungsüberschreitungen, die die einzelnen Konstruktionsglieder zeigten. Der Strassenbahnverkehr hätte seit längerer Zeit die Verlegung eines zweiten Geleises erfordert. Das Eidg. Post- und Eisenbahndepartement machte jedoch diese von der Erledigung der schon seit über einem Jahrzehnt schwebenden Verstärkungsfrage abhängig.

Bei der Beurteilung des Zustandes der Kirchenfeldbrücke darf nicht vergessen werden, dass für die Erstellung der Brücke eine sehr kurze Frist zur Verfügung stand, und dass der Bau unter recht ungünstigen Verhältnissen ausgeführt worden ist. Die Schwingungen der Brücke haben nie eine gefahrdrohende Grösse erreicht. Ungünstig für die Brücke ist, dass die lotrechte Schwingungsdauer der Eisenkonstruktion zufällig mit der Schrittdauer eines Pferdes in langsamem Trab übereinstimmt, und dass vor der Verstärkung beim taktmässigen Vorüberziehen von Fussgängern namentlich grosse wagrechte Schwingungen entstanden. Was ferner den ungünstigen Zustand der Fahrbahn anbelangt, muss berücksichtigt werden, dass die Brücke zu einer Zeit gebaut worden ist, da noch keine elektrischen Strassenbahnen bestanden, und dass namentlich letztere eine Lockerung der Fahrbahndecke zur Folge hatten, wodurch eine starke Verschmutzung der aareabwärts gelegenen Brückenteile entstanden ist, die häufig in übertriebener Weise für Rostbildung gehalten wurde. In statischer Hinsicht ist zu beachten, dass vor drei Jahrzehnten die statisch unbestimmten Tragwerke, sowie die Nebenspannungen bei weitem nicht so eingehend wie heute behandelt worden sind.

Im Jahre 1894 wurde bereits versucht, den wagrechten Schwingungen durch eine Verstärkung des Bogenwindverbandes entgegenzutreten. Dieser Windverband ist jedoch statisch mangelhaft ausgebildet. Im Jahre 1899 wurde durch Prof. W. Ritter eine statische Untersuchung der Hauptträger vorgenommen und auf Grund deren durch Ing. H. v. Bonstetten im Auftrag der Stadt Bern ein Verstärkungsprojekt ausgearbeitet. Nachdem der Zustand der Brücke 1910 im Grossen Rat neuerdings besprochen, und die Verlegung des zweiten Strassenbahngleises immer dringender wurde, ersuchte die Regierung des Kantons Bern,

welch letzterer Eigentümer der Brücke ist, im Jahre 1911 den Verfasser um Abgabe eines Gutachtens über den Zustand der Brücke nebst Verstärkungsvorschlägen und Kostenanschlag.

Dieser Verstärkungsentwurf, dessen gesamte Ausführungskosten vom Projektverfasser auf 400 000 Fr. veranschlagt waren, wurde, nachdem das Eidg. Post- und Eisenbahndepartement seine Genehmigung hierzu erteilt hatte, vom Grossen Rat und von der Gemeinde Bern im Herbst 1912 bezw. im Frühjahr 1913 angenommen. In Rücksicht auf das Interesse der Stadt an dem Strassenbahnverkehr, übernahm letztere von den Verstärkungskosten 160 000 Fr.

Wie aus der Kostenzusammenstellung am Schluss dieses Berichtes sich ergibt, entfallen 144 000 Fr. auf die Erneuerung der Fahrbahn. Bei einem Gewicht der ursprünglichen Brückenkonstruktion von rund 1380 t sind nur etwa 105 t Material zur Verstärkung verwendet worden. Der Zustand der alten Brückenkonstruktion kann also nicht als schlecht bezeichnet werden, insbesondere wenn berücksichtigt wird, dass bei den Verstärkungsvorschlägen bezüglich der Verbesserung exzentrischer Anschlüsse weitergegangen worden ist, als heute noch allgemein üblich ist, und dass die Verkehrsbelastung der Fahrbahn, die ursprünglich mit 350 kg/m² in Rechnung gesetzt worden war, bei der Verstärkung auf 450 kg/m² erhöht wurde.

Abb. 1, 2 und 3 geben die Ansicht des Bauwerkes vor der Verstärkung, den Querschnitt und den Grundriss eines Fahrbahnfeldes mit den Hauptabmessungen. Die Hauptträger in den beiden Oeffnungen waren ursprünglich gelenklose, unsymmetrische Bogenträger. Ihrer Berechnung war neben der Belastung von 350 kg/m² ein Lastwagen von 20 t zu Grunde gelegt worden.

Der Verstärkungsentwurf, der insbesondere die Verlegung des zweiten Strassenbahngleises zu berücksichtigen hatte, fusst auf folgenden Belastungsannahmen:

- 20 t Lastwagen, nach den Vorschriften des Eidg. Post- und Eisenbahndepartementes von 1892,
- Strassenbahn von 1 m Spur, und zwar: 1 Sprengwagen von 19 t — Radstand 3 m — auf dem einen Geleise und gleichzeitig ein Motorwagen von 14 t — Radstand 3,2 m — auf dem andern Geleise,
- Menschengedränge von 450 kg/m² Brückenbahn,
- 20 t Lastwagen zwischen den beiden Strassenbahngleisen, d. h. in Brückenmitte und gleichzeitig ein Motorwagen der Strassenbahn von 14 t.

Der jedenfalls sehr selten eintretende Belastungsfall d) ist nur vergleichsweise untersucht worden. Er ist nur wenig ungünstiger als die übrigen Belastungsfälle. Die zulässigen Beanspruchungen sind für die Eisenkonstruktion auf Grund der Vorschriften des Eidg. Post- und Eisenbahndepartementes von 1892 ermittelt worden.

Beschreibung des Zustandes der Brücke vor der Verstärkung.

Brückenbahn- und Fahrbahn-Windverband.

Die Fahrbahndecke (vgl. Abb. 4, unten links) bestand aus einem, im Mittel etwa 22 cm starken Schotterbett, das vermittelt einer Beton- und Steinfüllung auf Belageisen ruhte. Die Betonfüllung reichte etwa 8 cm über Oberkante Belageisen. Die Gesamtstärke der Fahrbahndecke betrug somit im Mittel etwa 28 cm, während sich aus den alten Plänen eine solche von nur 22 cm ergibt. Die Fahrbahn besass also ein totes Gewicht, das etwa um 120 kg/m² grösser war, als angenommen. Trotz der Betonfüllung hatte der Strassenbahnverkehr eine derartige Lockerung der Chaussierung zur Folge, dass der Strassenschlamm zwischen den Belageisen hindurchdringen konnte, und dabei den unter dem Strassenbahngeleise liegenden Brückenteil stark beschmutzte. Die zulässige Spannung in den Belageisen wurde, unter Berücksichtigung einer Verminderung der Tragfähigkeit um 1/15 infolge Rostangriffs, um 111% überschritten. Die Anordnung der Zwischen-Längsträger ZL, der Zwischen-Querträger ZQ, der Haupt-Querträger HQ und der Haupt-Längsträger HL ergibt sich aus den Abbildungen 2 und 3. Die Haupt-Querträger HQ und die Haupt-Längsträger HL, die in ihrer Mitte die Zwischen-Querträger ZQ stützen, ruhen auf den eisernen Jochen P (vergl. Abb. 1).

Die Zwischen-Längsträger ZL sind Gitterträger von 1,100 m Höhe bei 6,413 m Spannweite. Ihre Obergurte waren zwischen den Knotenpunkten durch die Belageisen auf Biegung beansprucht.

Die Zwischen- und Haupt-Querträger ZQ und HQ haben eine Gesamthöhe von 2,5 m bzw. 2,6 m bei einer Spannweite von 11,8 m. Es sind Fachwerkträger (vergl. Abb. 2), deren obere Gurtungen durch die Fahrbahnlasten auf Biegung beansprucht waren. Sämtliche Diagonalen bestanden aus einseitig angeschlossenen JL-Profilen. Auch in der Ebene der Querträger sind diese Diagonalen exzen-

trisch angeschlossen. Diese Exzentrizitäten erzeugen grosse Ueberschreitungen der zulässigen Spannung.

Haupt-Längsträger HL. Die konstruktiven Nachteile waren dieselben wie bei den Querträgern; die Ueberschreitung der zulässigen Beanspruchung auf Knicken betrug in den Diagonalen bis 130%.

Der Fahrbahnwindverband hatte den Nachteil, keine durchgehende Gurtung zu besitzen, da seine Gurtungen, die Haupt-Längsträger HL über den Pfeilern P nicht durchgeführt waren (vergl. Abb. 3). Auch die übrige Ausbildung dieses Verbandes zeigt, dass offenbar beabsichtigt gewesen ist, keinen eigentlichen Fahrbahn-längsverband anzuordnen, sondern die einzelnen Fahrbahnfelder durch die eisernen Joche P bzw. durch ihre Querverbindungen auch wagrecht auf die Bogenträger und deren Windverband abzustützen.

Hauptträger.

Die Höhe der Fachwerkbogenträger schwankt zwischen 2,79 und 1,39 m, im Scheitel beträgt sie 1/8 der Spannweite. Die in lotrechten Ebenen liegenden Hauptträger sind zweiwandig ausgebildet. Jede Gurtwand hat einen T-förmigen, die Füllungsglieder haben einen I-förmigen Querschnitt. Beide Gurtungen sind kreisförmig gekrümmt; die hierdurch gegebene Bogenform ist in statischer Hinsicht keine günstige.

Bezüglich der Kräftewirkung in den gelenklosen Bogenhauptträgern liegen die Verhältnisse infolge der dreifachen äusseren statischen Unbestimmtheit ziemlich unklar. Prof. Dr. W. Ritter hat im Jahr 1900 den linken Bogenhauptträger als gelenklosen Bogenträger berechnet. Die entsprechende Drucklinie infolge ständiger Last ist teilweise in Abb. 6 eingetragen. Ohne Berücksichtigung von Montagefehlern oder Setzungen der Widerlager und in der Annahme, dass alle Auflager wirksam sind, ergaben sich Ueberschreitungen der zulässigen Spannungen bis zu 148%. Auch die Nietanschlüsse der Füllungsglieder zeigen Ueberschreitungen. Da die Bogaufleger keine Verankerungen besitzen, können

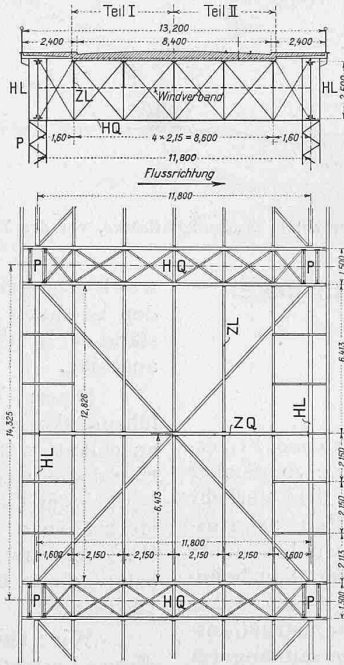


Abb. 2 u. 3. Querschnitt und Grundriss eines Fahrbahnfeldes. — 1 : 300.

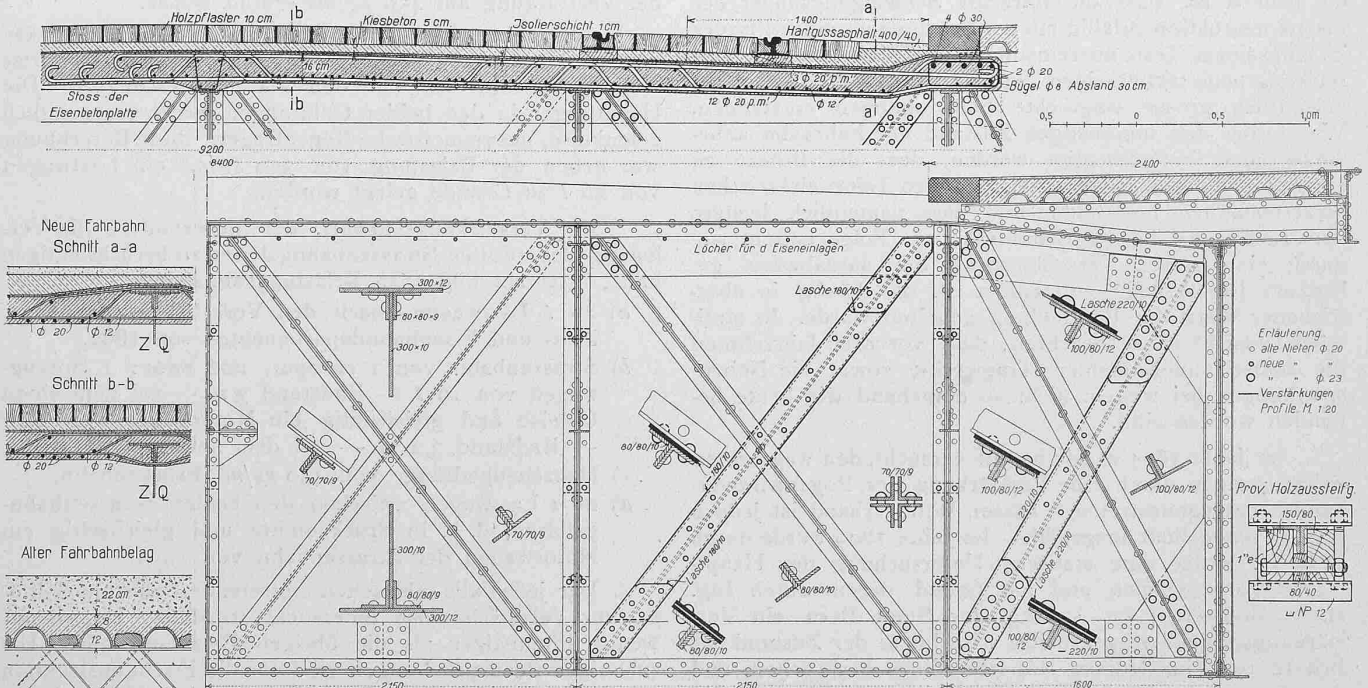


Abb. 4. Alte und neue Fahrbahnplatte und Abb. 5 Verstärkung eines Zwischen-Querträgers. — Masstab 1 : 40, Profile 1 : 20.

negative Auflagerkräfte nicht entstehen. Es lag daher, je nach den Belastungen, ein Träger mit veränderlicher Stützungsart vor.

Querverbände und Bogenwindverband.

Früher wurden die wagrechten Belastungen der Brückenbahn fast ganz auf den Bogenwindverband übertragen, weil die Hauptpfeiler 2, 8 und 14 (vergl. Abb. 1)

eine Auflager wieder eingebaut werden. In einigen Stäben der Hauptträger sind bei der Projektaufstellung Ueberschreitungen bis zu 20% als zulässig erachtet worden. Da es sich einerseits um eine Strassenbrücke handelt, deren rechnerische Verkehrsbelastung kaum je entstehen dürfte und nennenswerte Stosswirkungen nicht auftreten, andererseits ein möglichst klarer Bauvorgang angestrebt wurde, dürften diese Ueberschreitungen unbedenklich sein. In

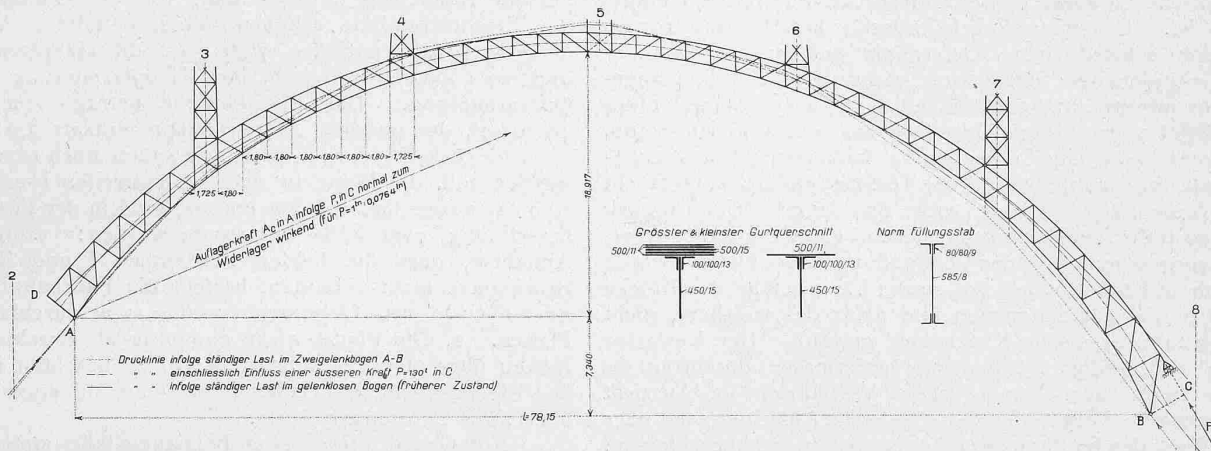


Abb. 6. Linker Bogen: Drucklinie für ständige Last im provisorischen Zweigelenkbogen A-B und im endgültigen, in B-C eingespannten, in A gelenkig gelagerten Bogenhauptträger. — Masstab 1 : 500 (Profile 1 : 50).

über den Bogenwiderlagern zu elastisch waren, um einen nennenswerten Teil dieser Belastungen unmittelbar auf die Widerlager zu übertragen. In der grossen wagrechten Nachgiebigkeit der eisernen Joche *P* lag eine Hauptursache der seitlichen Schwingungen der Brücke. Auch die konstruktive Ausbildung des Bogenwindverbandes, besonders die Anschlüsse, sind nicht einwandfrei.

Ausgeführte Verstärkungen.

Grundlagen für die Ausarbeitung der Verstärkungsvorschläge.

Die vorgeschlagenen und ausgeführten Verstärkungen bezweckten, die bestehende Eisenkonstruktion möglichst wenig zu beeinflussen, insbesondere wurde das Aufnieten neuer Teile nach Möglichkeit eingeschränkt. Die erforderliche Tragfähigkeit ist, wenn irgend möglich, durch eine günstigere Einwirkung bzw. Verteilung der äusseren Kräfte — wie nachstehend erläutert wird — erzielt worden. In Rücksicht auf die statische Unbestimmtheit der Fahrbahn- und Hauptträger wurden nur solche Verstärkungen ausgeführt, über deren Wirksamkeit keine Zweifel bestehen konnten, d. h. es wurde, bevor die eigentlichen Verstärkungsarbeiten begannen, versucht, einen klaren, von den Ungenauigkeiten der Bauausführung unabhängigen Spannungszustand als Grundlage der Verstärkung herzustellen.

Eine Verstärkung verschiedener Teile der Fahrbahnträger wurde nur aus Rücksicht auf die exzentrischen Anschlüsse ausserhalb der Tragwand durchgeführt, d. h. die Grösse der zulässigen Grundspannung wurde je nach der Güte der konstruktiven Ausbildung mehr oder weniger herabgesetzt.

Bei den Fahrbahnträgern sind dort, wo neue Eisenstücke auf alte Füllungslieder aufgenietet worden sind, die letzteren im allgemeinen vorher in einfacher Weise ausser Spannung gesetzt worden, damit sich die neuen Teile in gleichem Masse wie die alten an der Kraftaufnahme beteiligen. In den Fahrbahnteilen entstehen nach der Verstärkung nirgends Ueberschreitungen der zulässigen Spannungen.

Von den vier Auflagerpunkten eines jeden gelenklosen Bogenhauptträgers wurden vorübergehend zwei beseitigt, sodass nun in dem so entstandenen Zweigelenkbogen bestimmte Angriffspunkte für die Auflagerkräfte vorlagen. Von den zwei beseitigten Auflagern konnte, um die Entstehung negativer Auflagerkräfte zu vermeiden, nur das

ähnlichen Fällen lässt die Eidg. Verordnung für Eisenbahnbrücken Ueberschreitungen bis zu 30% zu.

Die wagrechten Ausbiegungen der Fahrbahn, die wegen der sehr geringen Abmessungen der Diagonalen der eisernen Joche *P* zu Bedenken Anlass gaben, sind durch Herstellung steifer, wagrechter Verbände in der Ebene der Fahrbahn, die auf den durch Betonumhüllung wesentlich versteiften Hauptjochen 2, 8 und 14 über den Bogenwiderlagern abgestützt sind, beseitigt worden. Die in Rücksicht auf den (für zwei Fuhrwerke) etwas zu schmalen lichten Abstand von 3,6 m zwischen zwei kreuzenden Strassenbahnwagen erwünscht gewesene Verbreiterung der Brückenfahrbahn konnte, abgesehen von der später erwähnten Abrundung des linken Brückenendes gegenüber dem vorspringenden Kasinogebäude, in Rücksicht auf die dadurch bedingten hohen Kosten nicht ausgeführt werden. Uebrigens dürfte die Breite der Gehwege und der Fahrbahn für die nächste Zeit dem Verkehr im Vergleich zur Verkehrsdichtigkeit auf Brücken anderer Städte vollkommen genügen. Der Abstand der zwei inneren Schienen beider Geleise misst 4,6 m, sodass im allgemeinen eine Kreuzung zweier Fuhrwerke leicht möglich ist. Die Verstärkungskosten mussten natürlich in einem angemessenen Verhältnis zu den Kosten eines Neubaus bleiben; hier kamen erstere auf etwa 25% der letzteren zu stehen.

Neue Fahrbahntafel (Abb. 4).

Eine Weiterverwendung der Belageisen wäre, nach ihrer gründlichen Reinigung, nur durch Hinzufügen weiterer Zwischen-Längsträger möglich gewesen. Billiger war die Ausführung einer Eisenbetonplatte, die zudem noch weitere Vorteile bietet: Sie steift die oberen Gurtungen der Zwischen-Längsträger und der Querträger in wagrechter und lotrechter Richtung aus, wodurch eine Knickgefahr für diese Gurtungen ausgeschlossen ist, und zusätzliche Biegungs-Spannungen vermieden werden. Somit lässt sich jegliche Verstärkung der gedrückten Gurtungen der Fahrbahnträger umgehen. Auch bietet die Eisenbetonplatte eine sehr wertvolle wagrechte Aussteifung der gesamten Brückenbahn, was sehr zur Erhöhung der Quersteifigkeit beigetragen hat. Zu diesem Zwecke ist die Platte soweit möglich durchgehend ausgeführt worden. Endlich ist der Unterhalt der Eisenbetonplatte einfacher als jener der Belageisen, ihre Ausführungskosten sind nicht höher trotz der 2,7% Hauptarmierung, die durch die Berücksichtigung

der Vorschriften des Eidg. Post- und Eisenbahndepartementes nötig wurde. Erwähnenswert ist, dass trotz des Ersatzes der Belageisen durch eine Eisenbetonplatte das Fahrbahngewicht, infolge der Verwendung von Holzpflaster, nicht erhöht worden ist.

Die frühere Fahrbahndecke wog, einschliesslich Belageisen, nach Massgabe der alten Zeichnung 670 kg/m^2 , in Wirklichkeit jedoch mindestens 790 kg/m^2 , wobei das spezifische Gewicht der Schotterdecke nur mit 2,0 eingesetzt ist. Die neue Fahrbahndecke besteht aus 10 cm starkem schwedischem Kiefernholz auf einer, gegenüber der vorgesehenen Stärke, von 5 cm (wie in Abb. 4 angegeben) infolge Unregelmässigkeit des Brücken-Längsprofils im Mittel 7 cm starken Unterlage aus magerem Kiesbeton, darunter folgt eine 1 cm starke Isolierschicht aus Gussasphalt, die unmittelbar auf der Eisenbetonplatte aufgebracht ist. Diese Fahrbahndecke wiegt 670 kg/m^2 . Ursprünglich war australisches Hartholzplaster auf einer Bimsbetonunterlage vorgesehen. Von der Verwendung dieser Holzart wurde jedoch in Rücksicht auf das starke Längsgefälle der Brücke (2,3%) Abstand genommen und dafür das weichere, nicht so glatte schwedische Kiefernholz gewählt. Der Verfasser hatte vollständig mit der Imprägniermasse durchtränktes Holz (nach dem Rüping'schen Verfahren) in Aussicht genommen. Wegen der verschiedenen Ansichten, die über den Wert des Imprägnierens bestanden, wurde beschlossen, hierüber Erfahrungen zu sammeln, indem ein Teil der Fahrbahndecke mit vollständig durchtränktem Holz, der andere Teil mit Klötzen, die in der Imprägniermasse nur eingetaucht waren, gepflastert wurde. Das Holzplaster ist unter Verwendung einer Klebmasse in grössern zusammenhängenden Flächen ohne Fugen verlegt worden. Die Schlussreihen zwischen den einzelnen Teilen wurden nach einiger Zeit, nachdem das Holz genügend getrieben hatte, eingesetzt.

Eine Bimsbetonunterlage war zunächst wegen ihres geringern spezifischen Gewichtes in Aussicht genommen worden. Im vorliegenden Fall musste jedoch eine genügend widerstandsfähige, d. h. wenig poröse Betonunterlage geschaffen werden, die aus Bimsstein hergestellt, weniger tragfähig, aber nicht wesentlich leichter gewesen wäre. Auch die Festigkeit einer Unterlage aus Schlackenbeton erwies sich auf Grund von Versuchen als ungenügend.

Die Strassenbahnschienen wurden seitens der zuständigen Verwaltung auf einer elastischen Unterlage aus Pitchpine-Laden, die mit Bitumen untergossen wurden, verlegt. Infolge des unregelmässigen Brückenlängsprofils schwankte die Stärke dieser Unterlage zwischen 2 cm und 10 cm. Durch Schweissung der Schienenstösse wurden zwischen den Ausdehnungsfugen über den Hauptpfeilern 2, 8 und 14 durchgehende Schienenstränge von etwa 80 m Länge hergestellt. Längs der Randsteine wurden zur Vermeidung einer Bearbeitung der Holzklötze (vergl. Abb. 4) Strassenschalen aus Hartgussasphalt von 40 cm Breite ausgeführt.

Zur Ableitung des Oberflächenwassers wurden in Richtung des Gefälles vor den Ausdehnungsfugen über den Pfeilern 2, 8 und 14 in jeder Strassenschale 1 m lange, schmiedeiserne Abfallkästen eingebaut, aus denen das Wasser durch gusseiserne, 15 cm weite Rohrleitungen, die im Innern der neuen Betonpfeiler liegen, bis in die Aare abgeleitet wird. Zur Entwässerung der Isolierschicht sind in allen Fahrbahnfeldern je zwei Röhren in die Eisenbetonplatte eingelassen, sowie Unterbrechungen der Pitchpine-Unterlagen angeordnet worden. Es hat sich gezeigt, dass die Kiesbetondecke über der Isolierschicht, wie nicht anders erwartet, das Sickerwasser durchlässt.

Zur Berechnung der Eisenbetonplatte wurde die zulässige Druckspannung im Beton mit Hilfe der Formel $\sigma_b = 20 + 0,05 [800 - \sigma_{e \text{ vorh.}}] \text{ kg/cm}^2$ ermittelt. Die Zugspannung im Beton durfte 25 kg/cm^2 nicht überschreiten. In Rücksicht auf die Ermässigung des Gewichtes der Eisenbetonplatte musste, wie schon erwähnt, eine sehr starke Armierung gewählt werden. Falls das Eisen alle Zugspannungen aufnimmt, beträgt $\sigma_{e \text{ vorh.}}$ 436 kg/cm^2 , wofür die

zulässige Betondruckspannung gleich 38 kg/cm^2 gewählt werden kann. Als Stosszuschlag wurde, bei 2,15 m Stützweite der Platte, $2(15 - 2,15)\% = 25,7\%$ eingeführt, als Verteilungslänge, in Richtung der Brückenaxe, wurde in Rücksicht auf die kräftige Querarmierung 1,81 m angenommen.

Das gesamte Eisengewicht der Fahrbahnplatte beträgt bei einer Grundfläche von rd. 2145 m^2 113 t, wovon 10,4 t auf die Randeisen ($4 \Phi 30 \text{ mm}$), die die Quersteifigkeit der Eisenbetonplatte erhöhen sollen, entfallen. Von den übrigen 102,6 t entfallen 73,6 t auf die Hauptarmierung, und 29 t oder rund 40% der Hauptarmierung auf die Querarmierung. Das Eisengewicht beträgt somit rund 48 kg/m^2 , der gesamte Armierungsprozentsatz 3,8%.

In Rücksicht darauf, dass, wie später noch beschrieben werden soll, die Platte in zwei Längsstreifen I und II (vgl. Abb. 2) ausgeführt werden musste, sind in der Festigkeitsberechnung zwei Fälle untersucht worden: 1. unter der Annahme, dass die beiden Plattenteile I und II in der Brückenaxe nicht abbinden, besteht die Fahrbahntafel aus zwei über je zwei Oeffnungen von 2,15 m durchlaufenden Platten. 2. Die Platte wirkt endgültig als durchlaufender Balken über vier Oeffnungen, wobei zu beachten ist, dass das Eigengewicht des Teiles I doch nur auf einen Träger über zwei Oeffnungen wirkt.

Auf Grund dieser zwei Belastungsfälle sind die ungünstigsten Werte der Momente und Querkräfte ermittelt worden. Die Eiseneinlagen des Teiles I kragen soweit vor, dass eine kräftige Verbindung beider Teile zur Sicherung der Kontinuität der Platte bewirkt wird.

Die Steifigkeit der Zwischen-Längsträger ist sehr gross, und der Einfluss ihrer Senkung unter der Verkehrsbelastung für die Eisenbetonplatte unbedenklich.

Verstärkung der Brückenbahnträger.¹⁾

Die Verstärkung der Füllungsglieder, die infolge des günstigen Einflusses der Eisenbetonplatte allein notwendig war, wurde so durchgeführt, dass die primären Spannungen weit unter den zulässigen Beanspruchungen bleiben, damit die sekundären Spannungen infolge der exzentrischen Ausbildung der Stabquerschnitte, wie auch der Knotenpunkte, den Streben ohne Bedenken zugewiesen werden können. Die Verstärkungen der Stabquerschnitte wurden natürlich so gewählt, dass die Exzentrizität ausserhalb der Träger-ebene kleiner wird. Durch die Art des Bauvorganges wurde darnach getrachtet, die Spannungen besonders in denjenigen Stäben, die nicht verstärkt wurden, klein zu halten, und ferner das Neumaterial gemeinschaftlich mit dem alten voll zur Wirkung zu bringen. Die früher einschneidigen Nieten in den Anschlüssen der verstärkten Diagonalen mussten durch zweischnittige Nieten mit teilweise grösserem Durchmesser ersetzt werden.

Zwischen- und Haupt-Querträger. Die Verstärkung eines Zwischen-Querträgers ist durch Abbildung 5 dargestellt. Der Bauvorgang bezweckte den Hauptteil der Belastung, nämlich die ganze ständige und die halbe Verkehrslast auf die verstärkten Zugdiagonalen und die zentrisch ausgebildeten Pfosten zu übertragen, während die un verstärkten Druckdiagonalen nur noch die halbe Verkehrslast übernehmen. Abbildung 7 zeigt den Gang der Verstärkungsarbeiten, wie er zunächst für Teil I durchgeführt wurde. Zur Erzielung einer gleichmässigen Inanspruchnahme des neuen und alten Materiales der verstärkten Zugdiagonalen wurden die letztern vorübergehend ganz herausgenommen, die noch verbleibenden Diagonalen arbeiteten auf Druck, die Pfosten auf Zug. In diesem provisorischen Zustand musste der Verkehr ganz auf den Fahrbahnstreifen II beschränkt werden.

Die Reihenfolge der Verstärkungsarbeiten war folgende:

1. Aussteifung der gedrückten Streben des provisorischen Zuges der Füllungsglieder durch Holzbalken, vergl. Abb. 5 unten rechts, Abb. 7 und Abb. 8 (S. 228).
2. Herausnehmen und Verstärkung der Zugdiagonalen.

¹⁾ In den Zeichnungen sind die Verstärkungen in Ansicht kräftiger dargestellt, in den Profilen schwarz angelegt; alte Profile sind schraffiert.

3. Die verstärkten Streben sind wieder eingebaut worden, die ganze ständige Last soll auf diese übertragen werden. Zu diesem Zweck sind die Nietanschlüsse der Druckdiagonalen des provisorischen Zuges an einem Ende gelöst, d. h. diese Diagonalen sind ausser Tätigkeit gesetzt worden.

4. Nachdem die ganze ständige Last zur Wirkung gekommen ist, sind die Anschlüsse der Druckdiagonalen wieder vernietet worden, sodass sich eine unverstärkte Diagonale nur an der Aufnahme der Verkehrslast, gleichzeitig mit den Zugdiagonalen, beteiligt.

Die Druckdiagonalen sind somit entlastet, die Zugdiagonalen verstärkt und mehr belastet worden. Die Beanspruchung der Druckdiagonalen, deren Exzentrizität nicht verbessert worden ist, beträgt etwa 200 kg/cm^2 , d. h. etwa 40% der zulässigen Knickspannung, diejenige der verstärkten Zugdiagonalen beträgt etwa 600 kg/cm^2 , d. h. 70% der zulässigen Inanspruchnahme. Auch die Beanspruchungen der Niete in den Nietanschlüssen bleiben überall unter den zulässigen. Natürlich wurden die Stabspannungen für den früheren, den provisorischen und den endgültigen Zustand nachgewiesen. Im provisorischen Zustand war nur die Knickgefahr der Diagonalen bedenklich, wogegen, wie schon erwähnt, Holzverstärkungen angebracht wurden.

Der Verstärkungsvorgang der Haupt-Querträger war im Prinzip derselbe, wie für den Zwischen-Querträger. Da die Pfosten jedoch hier denselben ungünstigen, exzentrischen Querschnitt haben wie die Diagonalen, lag kein Grund vor, diese Pfosten in erhöhtem Masse als Druckglieder heranzuziehen. Der provisorische Strebenzug bestand aus der Druckstrebe im ersten, der Zugstrebe im zweiten Feld, d. h. aus einem fortlaufenden Strebenzug. Die Wahl dieses Strebenzuges war auch erforderlich zur Vermeidung zu hoher Knickspannungen im Obergurt.

Haupt-Längsträger (vergl. Abb. 8 und 9). Das Prinzip des Verstärkungsvorganges ist auch hier dasselbe. Verstärkt

Verstärkung der Kirchenfeldbrücke in Bern.

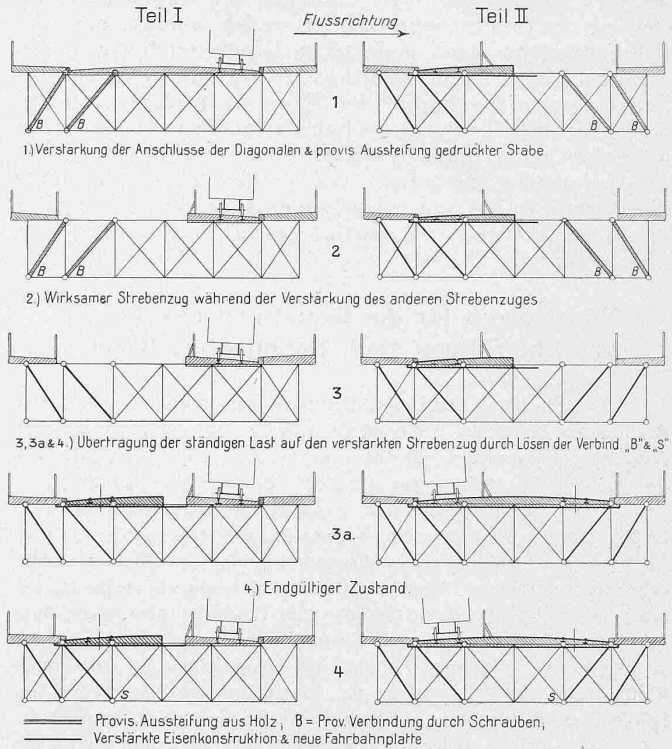


Abb. 7. Bauvorgang der Zwischen-Querträger-Verstärkung (vgl. Abb. 8).

früher nur einseitige [-Eisen wurde verdoppelt. Abbildung 10 zeigt den provisorischen Zustand während der Verstärkung der herausgenommenen Diagonalen.

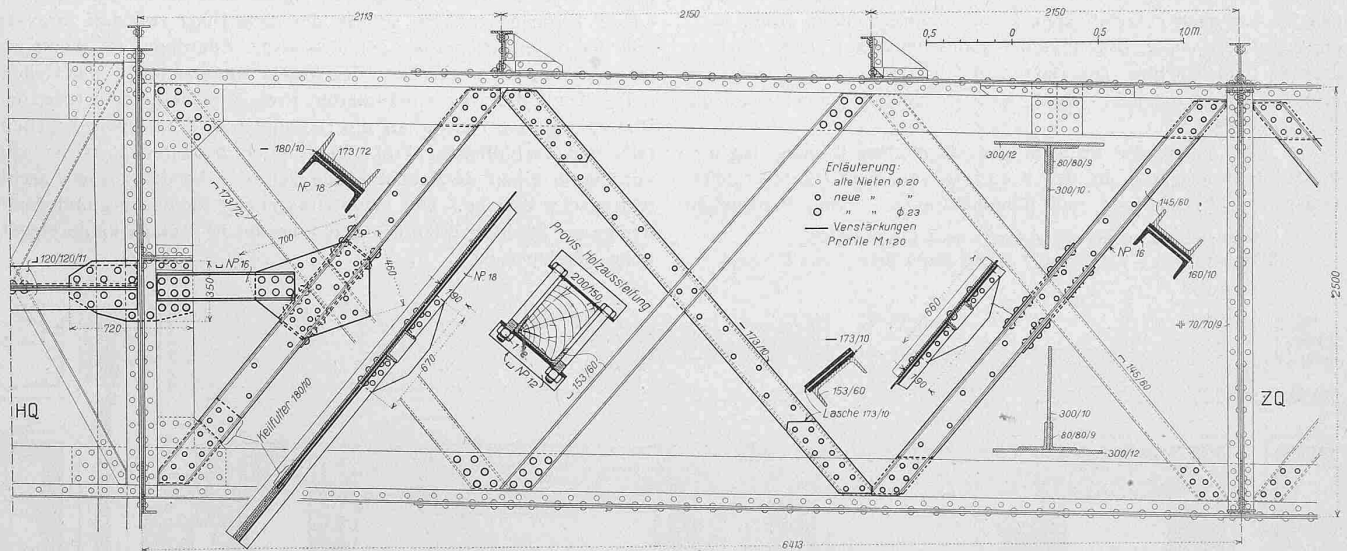
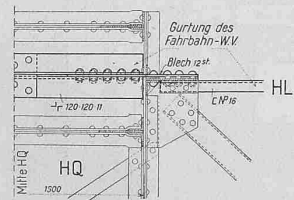


Abb. 9. Verstärkung eines Haupt-Längsträgers. — I : 40 u. I : 20.

wurden die Druckdiagonalen im ersten und dritten Feld, sowie die Zugdiagonale im zweiten Feld. Die Wahl eines fortlaufenden Strebenzuges war hier infolge des Fehlens der Pfosten die einzige Möglichkeit. Zur Uebertragung der Knotenlasten des Gehweges wurden, da der Obergurt für diese Lasten nicht biegefest war, provisorische Holzpfosten eingezogen. Da in Rücksicht auf die Beanspruchung des Obergurtes zwei der verstärkten Streben Druckstreben sind, wurde besonderer Wert auf ihre zentrische Ausbildung gelegt. Das

Wie bereits erwähnt, sind die Haupt-Längsträger an jeder eisernen Fahrbahnstütze *P* unterbrochen. Ihre Durchführung über den Stützen *P* hätte eine Entlastung der Bogen-Hauptträger, sowie auch eine Verminderung der lot-



Gehweges wurden, da der Obergurt für diese Lasten nicht biegefest war, provisorische Holzpfosten eingezogen. Da in Rücksicht auf die Beanspruchung des Obergurtes zwei der verstärkten Streben Druckstreben sind, wurde besonderer Wert auf ihre zentrische Ausbildung gelegt. Das

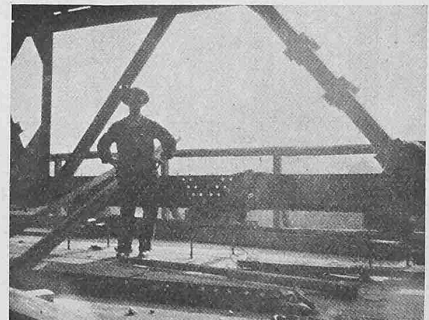


Abb. 10. Provisorischer Zustand.

rechten Schwingungen der Brücke zur Folge gehabt, ein weiterer Hauptvorteil wäre bezüglich der wagrechten Aussteifung der Brückenbahn dadurch erzielt worden, dass der Fahrbahnwindverband gleichzeitig durchlaufende Gurtungen erhalten hätte. Die Ausführung der Verbindungsstücke zur Erzielung der Kontinuität der Haupt-Längsträger hätte jedoch erhebliche konstruktive Schwierigkeiten geboten, auch wäre die Uebertragung der Kräfte auf die Fahrbahnstützen *P* sehr unklar geworden. Die zweckmässige Kontinuität der Gurtungen des Fahrbahnwindverbandes konnte dagegen in einfacher Weise, wie später beschrieben werden soll, erzielt werden. (Forts. folgt.)

Wettbewerb für die Gestaltung des Areals des ehemaligen Bad. Bahnhofs in Basel.¹⁾

In Anbetracht des Ungewöhnlichen, das in dieser, den Basler Architekten gestellten Wettbewerbs-Aufgabe lag, schicken wir dem Gutachten einige erläuternde Sätze voraus, die wir einer Charakteristik der Projekte-Ausstellung aus der Feder Bernoullis entnehmen.²⁾

„Bei diesem Wettbewerb handelte es sich weder um weiltläufige Bauten, die auf einem knappen Platz erstellt werden sollten, noch um die Erfüllung eines chargierten, bis ins Einzelne ausgefüllten Programms. Die Aufgabe war vielmehr so vieldeutig gestellt, so weitherzig dem Belieben der Bewerber übergeben, dass ein jeder sich nicht nur die Lösung, sondern auch die Aufgabe suchen musste. Verlangt war blos die Anlage eines gut umrahmten Platzes und die Möglichkeit der Plazierung von öffentlichen Gebäuden. So hatten denn die Bearbeiter Bauherr und Architekt zugleich zu spielen. Jede einzelne Arbeit will daraufhin angesehen werden: was für ein Programm hat sich der Mann gestellt und in welcher Weise hat er sein Vorhaben baulich durchgeführt?“ — Nach Schilderung der markantesten Projekttypen fährt Bernoulli fort:

„Die formale Durchbildung dieser so verschiedenen Ideen steht durchweg auf sehr achtbarer Stufe. Kaum ein Entwurf, der nicht eine schöne, in sich harmonische Komposition bietet. Man vermag bereits eine gemeinsame Grundstimmung herauszufühlen; das Suchen nach Einzeleffekten ist überwunden, alles strebt nach einer gleichmässigen Durchbildung und arbeitet auf einen einzigen grossen Eindruck hin. Die Bauten und Plätze, so verschieden sie unter sich gestaltet sein mögen, sind grossenteils auf eine einzige Axe orientiert.“

„Das eigentliche Problem der räumlichen Bildung lag nun in der Schwierigkeit, an der Kreuzung von zwei Hauptverkehrsstrassen — Clarastrasse und Bahnhofstrasse — eine Platzanlage

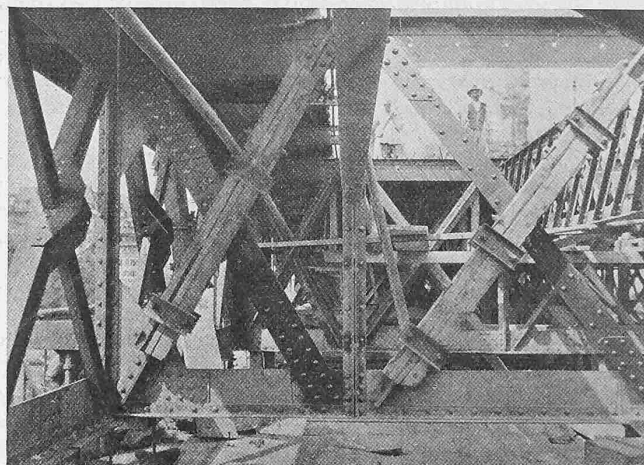


Abb. 8. Zwischen-Querträger-Verstärkung (Zustand 3 in Abb. 7) und verstärkter Haupt-Längsträger (links) der Kirchenfeldbrücke in Bern.

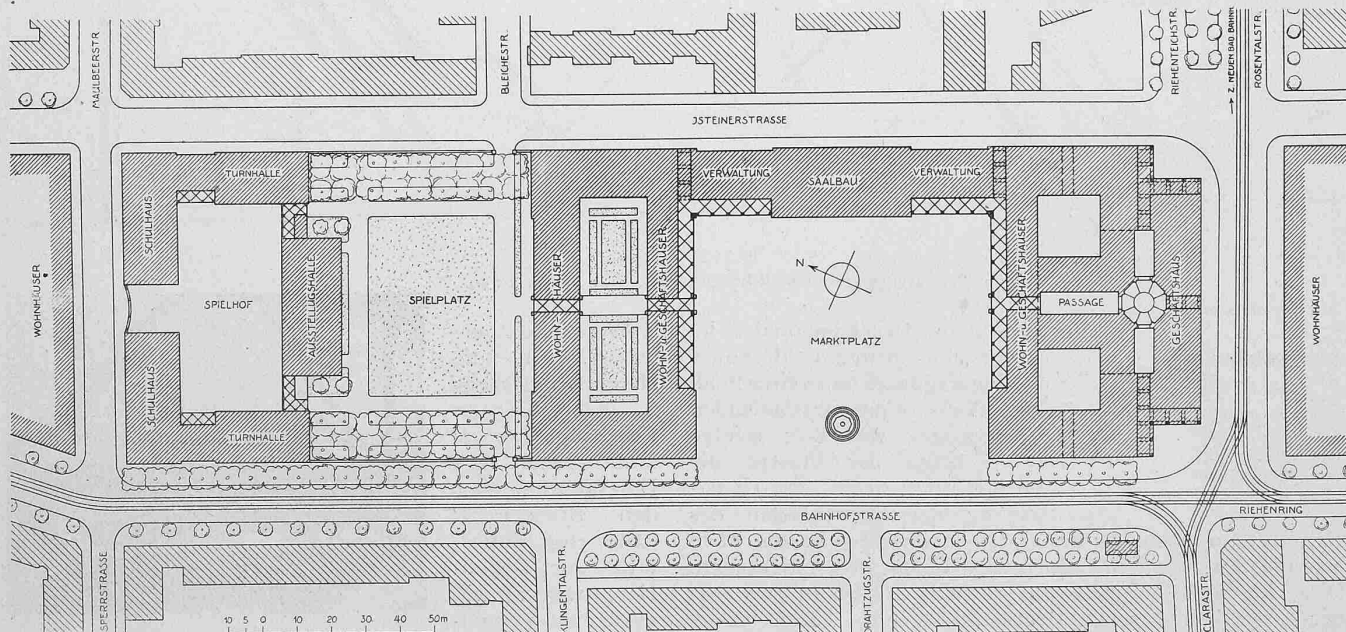
zu schaffen. Wird der Platz unmittelbar an die Kreuzung verlegt, so entsteht eine Art Ausklinkung des neuen Baublocks. Zwei aneinander liegende Seiten des Platzes werden vom Verkehr übernommen, die beiden andern Seiten bilden einen von Verkehrsstrassen nicht berührten Winkel, an dem sich nun mehr oder weniger grossartig gestaltete Bauten erheben. Diese Winkelform bietet für eine monumentale Ausbildung ausserordentliche Schwierigkeiten.“

„Eine Reihe von Projekten versucht nun von der Kreuzung loszukommen durch Einschleiben von Arkaden oder schmalen Zwischenbauten, die den Platz einseitig gegen die Clarastrasse oder gegen die Bahnhofstrasse zu abgrenzen. Hier ist die Absicht der Verschleierung einer Schwierigkeit zu deutlich, als dass ein Entwurf von selbstverständlicher Sicherheit entstehen könnte . . .“

„Neben all' solchen Künsten gibt sich das zum Ankauf empfohlene Projekt „Platz und Hof“ als Ei des Kolumbus. Die neue Front an der verlängerten Clarastrasse ist in ihrer ganzen Länge zurückgeschoben, sodass der neue Platz von drei Strassen und der neuen Blockfront gebildet wird. Allerdings ist damit auf jede Wirkung nach der Tiefe des Areals zu verzichtet. Das Gegenstück dazu, die im erstprämierten Projekt niedergelegte Idee, den Platz als grosse Nische an die Bahnhofstrasse zu legen, ist ebenfalls von verblüffender Einfachheit, doch bedeutet auch sie von vornherein einen Verzicht auf jede weiter wirkende grössere architektonische Bildung. Der Hauptstrassenzug Kleinbasels und damit der ganze Stadtteil erfährt durch eine solche Anlage keine eigentliche Bereicherung . . .“

¹⁾ Band LXIV, S. 12 und 274, laufender Band S. 172 und 185.

²⁾ Veröffentlicht in Beilage zu Nr. 197 der „Basler Nachr.“ vom 20. April d. J.



I. Preis. Entwurf Nr. 10, Motto „Geschlossenheit“. — Verfasser: Otto Seiberth, stud. arch. von Basel, z. Zt. in Stuttgart. — Lageplan 1:2000.