

# Die Rissicherheit des Eisenbetons, eine Forderung des Tief- und Wasserbaues

Autor(en): **Bächtold, J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **68 (1950)**

Heft 31

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-58055>

## **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.

# Die Rissicherheit des Eisenbetons, eine Forderung des Tief- und Wasserbaues

DK 624.012.4

Von Dipl. Ing. J. BÄCHTOLD, Oberingenieur der Kraftwerke Oberhasli, Innertkirchen

Unter Rissicherheit des Eisenbetons darf nicht Rissfreiheit verstanden werden. Der Eisenbeton kann, sofern die Baustoffe ausgenützt sind, nicht rissfrei bleiben. Die Zugspannungen im Beton am gezogenen Rand eines auf Biegung beanspruchten Querschnittes müssen von der Grössenordnung der Druckspannungen am gedrückten Rand sein. Diesen Zugspannungen kann der Beton im allgemeinen nicht widerstehen, ganz abgesehen davon, dass zu den Biegungszugspannungen aus der Belastung noch Zugspannungen aus Temperatur- und Schwindeinflüssen und aus anderen in der Berechnung nicht berücksichtigten Ursachen hinzukommen. Wenn also schon Zugspannungen im Beton zu erwarten sind, so dass eine Armierung notwendig ist, kann es sich gewöhnlich nicht darum handeln, Risse zu verhindern, sondern darum, die Risse so entstehen zu lassen, dass sie unschädlich sind.

In einem Aufsatz «Ursache und Bedeutung der Rissbildung an Eisenbeton-Tragwerken» in der SBZ Bd. 113, S. 239\* (20. Mai 1939) habe ich einen Weg angegeben, um die Distanz und das Klaffen der Risse rechnerisch zu bestimmen. Es wurde auch darauf hingewiesen, dass wenige klaffende Risse das Eisen blosslegen und den Verbund lockern, während viele feine Risse nicht bis zur Armierung reichen und den Verbund nicht beeinträchtigen. Bei Zutritt von Wasser dichten sich die feinen Risse selbst, während bei klaffenden Rissen das Eisen angegriffen wird.

Die Vermeidung von klaffenden Rissen ist im Wasserbau unumgänglich. Es wird oft versucht, Risse durch Verminderung der Stahlspannung zu vermeiden. Der Erfolg dieser Massnahme möge an einem praktischen Beispiel demonstriert werden. Eine 30 cm starke Wand werde durch Wasserdruck als Platte auf Biegung beansprucht. Die rechnerisch notwendige Armierung betrage 12,5 cm<sup>2</sup> bei  $\sigma_{e, zul.} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ , also 15 cm<sup>2</sup> bei  $\sigma_{e, zul.} = 1000 \text{ kg/cm}^2$ . Die maximale Betonzugspannung infolge Biegung würde vor der Rissbildung etwa 25 kg pro cm<sup>2</sup>, die Eisenspannung entsprechend 250 bis 500 kg/cm<sup>2</sup> betragen, je nachdem  $E_{bz}$  sich verändert von 100 000 bis 200 000 kg/cm<sup>2</sup>. Infolge von Temperatur- und Schwindeinflüssen werde nun die Betonzugspannung von 25 über die Betonzugfestigkeit von 40 kg pro cm<sup>2</sup> erhöht, so dass Risse entstehen. Erst jetzt wirkt die Wand als Eisenbetonplatte, und die Eisenspannung beträgt 1200 bzw. 1000 kg/cm<sup>2</sup>. Im erwähnten Aufsatz der SBZ wurde für die Berechnung der Rissdistanz folgende Formel aufgesetzt (Bild 1):

$$l = \frac{2 F_b \beta_z}{\tau_R F_u}$$

worin  $\beta_z$  = Betonzugfestigkeit,  $\tau_R$  = Haftfestigkeit,  $F_u$  = Eisenoberfläche in einem Meterstreifen.

Nehmen wir an, die Risse reichen bis in eine Tiefe von  $\frac{1}{4}$  der Betonzugzone, dann ist  $F_b = 100 \frac{(h_0 - x)}{4}$  pro Meterstreifen.

Beispiel a):

$$F_e = 12,5 \text{ cm}^2 \quad \sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$4 \text{ } \varnothing \text{ 20 je m, } F_u = 25 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ für } \beta_z = 40 \text{ kg/cm}^2$$

(eher schlechter Beton)

$$\tau_R = 30 \text{ kg/cm}^2, \quad \frac{h_0 - x}{4} = 6,5 \text{ cm}$$

$$\text{Rissdistanz } l = \frac{2 \cdot 650 \cdot \frac{(40 + 10)}{2}}{30 \cdot 25} = \frac{130}{3} = 43 \text{ cm}$$

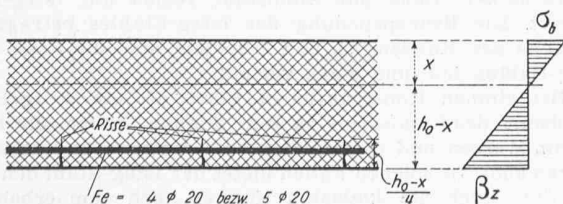


Bild 1. Rissbildung in einer schwach armierten Eisenbetonwand

Im Rissquerschnitt beträgt die Eisenspannung

$$\sigma_{e, \max} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

Zwischen zwei Rissen ist

$$\sigma_{e, \min} = \sigma_{e, \max} - \frac{2}{3} \tau_R \frac{F_u l}{F_e}$$

also

$$\sigma_{e, \min} = 1200 - \frac{2}{3} \cdot 30 \cdot \frac{25}{12,5} \cdot \frac{43}{2} = + 340 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Rissweite: } \delta = \left\{ \frac{\sigma_{e, \max} + \sigma_{e, \min}}{E_e} - \frac{\beta_z}{E_b} \right\} \frac{1}{2} =$$

$$= \left\{ \frac{1540}{2 \cdot 10^6} - \frac{40}{2 \cdot 10^5} \right\} \cdot \frac{43}{2} = 0,12 \text{ mm}$$

Beispiel b):

$F_e = 15 \text{ cm}^2, \sigma_e = 1000, F_u = 31,4 \text{ cm}^2/\text{cm}$ , analog a) ergibt sich

$$l = 34 \text{ cm}$$

$$\sigma_{e, \min} = 320 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Rissweite } \delta = 0,08 \text{ mm}$$

Die Rissweite wird also durch Vermehrung der Eiseneinlagen um 25 %, d. h. durch Verminderung der Eisenspannung von 1200 auf 1000 kg/cm<sup>2</sup> von 0,12 auf 0,08 ermässigt. Würde die zulässige Spannung auf 1200 kg/cm<sup>2</sup> belassen, aber dafür die Armierung stärker aufgelöst, z. B. statt 4  $\varnothing$  20, 8  $\varnothing$  14 gewählt, so ergäben sich folgende Zahlen:

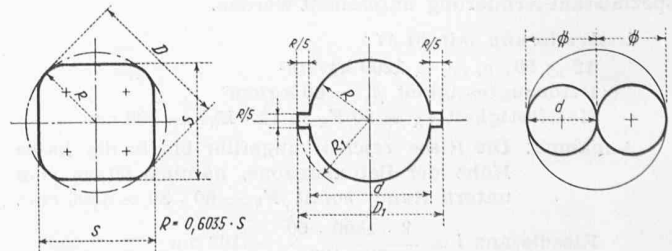
$$F_e = 12,5 \text{ cm}^2; F_u = 35,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Rissdistanz } l = 31 \text{ cm} \text{ und Rissweite } \delta = 0,08 \text{ mm}$$

Durch diese stärkere Auflösung der Armierung erreicht man also genau das selbe wie durch die Reduktion der Eisenspannung. Diese Massnahme ist aber wirtschaftlicher. Aus den Formeln für  $l$  und  $\delta$  ist ersichtlich, dass man die Rissweite auch verkleinern kann durch Vergrösserung der Haftfestigkeit  $\tau_R$ . Am wirksamsten ist aber die Vergrösserung von  $\tau_R$  und von  $F_u$  gleichzeitig.

Auf die Vergrösserung von  $\tau_R$  zielen die verschiedenen kaltgereckten Stähle und die Stähle mit unregelmässiger Oberfläche hin. Bei uns sind hauptsächlich folgende kaltgereckte Betonstähle bekannt (Bild 2): Isteg-Stahl, Caron-Stahl, Tor-Stahl.

Versuche haben gezeigt, dass bei den hier in Frage stehenden verdrehten Stählen die Haftfestigkeit, bezogen auf die effektive Oberfläche, grösser ist als beim normalen Rundstahl. Dies rührt daher, dass durch die spiralförmige Verdrehung die Oberfläche ganz oder teilweise schief zur Stabachse zu liegen kommt. Die Stabkraft erzeugt auf diesen schiefen Flächen einen Querdruck, der die Oberflächenreibung und somit die Haftung vergrössert. Diese schiefen Flächen projizieren sich im Querschnitt als Differenz-Flächen zwischen dem umschriebenen Kreis und dem eigentlichen Stahl-Querschnitt. Sie erstrecken sich bei den drei Stahlsorten auf folgende Längen: bei Isteg auf die halbe Ganghöhe ( $6,2 \times \varnothing$ ), bei Caron auf ein Viertel der Ganghöhe ( $2,5 \times$  Seitenlänge des Querschnittes), bei Torstahl auf die halbe Ganghöhe ( $6 \times \varnothing$ ).



Caron-Stahl

Tor-Stahl

Isteg-Stahl

Bild 2. In der Schweiz gebräuchliche Sonderstahlsorten für Eisenbetonbau

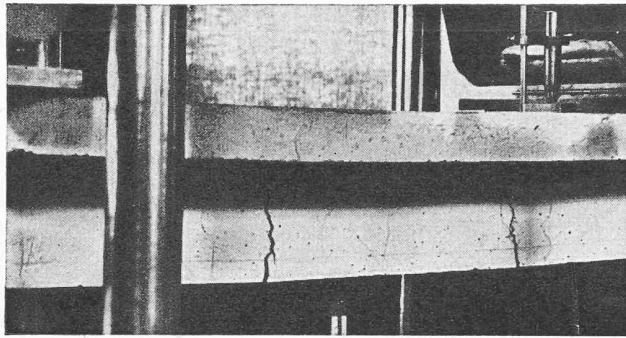


Bild 4. Rundeseisenbalken  $\sigma_e = 2950 \text{ kg/cm}^2$

Versuche der Testing-Laboratories, Watford, England

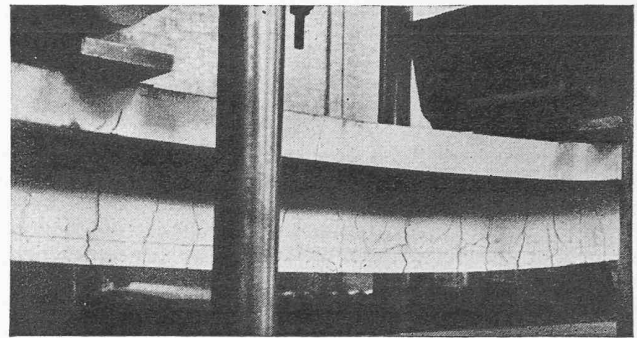


Bild 5. ISTEK-Balken,  $\sigma_e = 5090 \text{ kg/cm}^2$

Rechnen wir mit einem Reibungskoeffizienten zwischen Beton und Stahl  $\mu_R = 1$ , so dürfen wir also den abgewickelten (effektiven) Umfang der Querschnittsfläche um folgende Masse vermehren und dann mit der Haftfestigkeit des gewöhnlichen Rundeseisens rechnen:

bei Isteg:

$$2 \frac{d^2 \pi}{4} = \frac{2 \pi d}{24,8} = \sim \frac{d}{4}$$

bei Caron:

$$\frac{\frac{D^2 \pi}{4} - 0,946 S^2}{2,5 S} = \sim 0,08 S$$

bei Tor:

$$\frac{\pi (D^2 - d^2)}{4 \cdot 6 d} = \frac{\pi 0,44 d}{24} = \sim 0,057 d$$

Diese Art der Berücksichtigung der besonderen Oberflächenform der durch Drillung kaltgereckten Stähle kann als sehr vorsichtig bezeichnet werden. Sofern ein Drehen der einbetonierten Stähle ausgeschlossen ist, kommt eher eine Berechnung der Haftung unter Berücksichtigung des umschriebenen Kreises in Frage, wobei statt der eigentlichen Haftfestigkeit die Schubfestigkeit (also ein grösserer Wert) massgebend ist. Beim Torstahl ist zu berücksichtigen, dass nur eine verhältnismässig kleine Spiralfäche aus dem normalen Zylinder herausragt, während beim Caron- und beim Istegstahl die gesamte Oberfläche zur Spirale verformt ist. Dadurch ergibt sich, dass infolge der bekannten elastischen und plastischen Verschiebung zwischen Stahl und Beton der grösste Teil der Längsschubkraft auf die verhältnismässig kleine aus dem Rundquerschnitt herausragende Fläche übertragen wird, wodurch hier grosse Pressungen entstehen. Dies kann besonders bei grossen Kalibern zu örtlichen Zerstörungen des Betons führen.

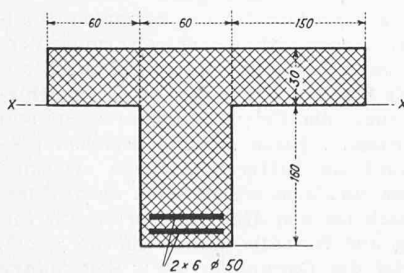


Bild 3. Eisenbeton-Wehrbrücke

Während beim angeführten Beispiel einer schwach bewehrten, also wenig beanspruchten Wand die Rissweiten auch ohne besondere Massnahmen bescheiden bleiben, möge das folgende Beispiel von klaffenden Rissen ausgehen: Eine Wehrbrücke gemäss Bild 3

soll bezüglich Rissbildung bei Rundeseisen-Armierung bzw. bei Spezialstahl-Armierung untersucht werden.

1. Armierung mit St 37:

- 12  $\varnothing$  50,  $\sigma_{e \text{ zul.}} = 1200 \text{ kg/cm}^2$
- Betonzugfestigkeit  $\beta_z = 60 \text{ kg/cm}^2$
- Haftfestigkeit  $\tau_R = 30/F_u = 12 \cdot 15,7 = 188 \text{ cm}$

Annahme: Die Risse reichen ungefähr bis in die halbe Höhe der Betonzugzone, nämlich 80 cm vom untern Rand, somit  $F_b = 60 \cdot 80 = 4800 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Rissdistanz } l = \frac{2 \cdot 4800 \cdot 60}{30 \cdot 188} = 102 \text{ cm}$$

$\sigma_{e \text{ min}}$  zwischen zwei Rissen

$$1200 - \frac{2}{3} \cdot 30 \cdot 0,8 \cdot \frac{102}{2} = 384 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Rissweite } \delta = \left\{ \frac{1200 + 384}{2 \cdot 10^6} - \frac{60}{2 \cdot 10^5} \right\} \frac{102}{2} = 0,25 \text{ mm}$$

Mit  $\sigma_{e \text{ zul.}} = 1000 \text{ kg/cm}^2$  und entspr.  $F_e = 15 \varnothing 50$  (Mehraufwand an Armierung rd. 20 %), wird

$$l = 82 \text{ cm}; \quad \delta = 0,20 \text{ mm}$$

Mit  $\sigma_{e \text{ zul.}} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ , aber mit  $30 \varnothing 32$  statt  $12 \varnothing 50$  würde

$$l = 64 \text{ cm}; \quad \delta = 0,16 \text{ mm}$$

2. Armierung mit Isteg-Stahl:

30  $\varnothing$  20 (analog 30  $\varnothing$  32),  $\sigma_{e \text{ zul.}} = 1500 \text{ kg/cm}^2$

$$F_e = 188 \text{ cm}^2, F_u = 30 \cdot 12,56 + 30 \cdot \frac{2,0}{4} = 392 \text{ cm}$$

$$\text{Rissdistanz } l = \frac{2 \cdot 4800 \cdot 60}{30 \cdot 392} = 49 \text{ cm}$$

$$\sigma_{e \text{ min}} = 1500 - \frac{2}{3} \cdot 30 \cdot \frac{392}{188} \cdot \frac{49}{2} = 490 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Rissweite } \delta = \left( \frac{1990}{2 \cdot 10^6} - \frac{60}{2 \cdot 10^5} \right) \frac{49}{2} = 0,17 \text{ mm}$$

3. Armierung mit Caron-Stahl:

$F_e = 188 \text{ cm}^2 = \sim 30 \varnothing 26$ ,  $\sigma_{e \text{ zul.}} = 1500 \text{ kg/cm}^2$

$$F_u = 30 \cdot 10 + 30 \cdot 0,085 \cdot 2,6 = 306 \text{ cm}$$

$$l = 2 \cdot \frac{4800 \cdot 60}{30 \cdot 306} = 64 \text{ cm}$$

$$\sigma_{e \text{ min}} = 1500 - \frac{2}{3} \cdot 30 \cdot \frac{306}{188} \cdot \frac{64}{2} = 500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = \left( \frac{2000}{2 \cdot 10^6} - \frac{60}{2 \cdot 10^5} \right) \cdot \frac{64}{2} = 0,22 \text{ mm}$$

4. Armierung mit Tor-Stahl:

$F_e = 188 \text{ cm}^2 = 30 \varnothing 28$ ,  $\sigma_{e \text{ zul.}} = 1500 \text{ kg/cm}^2$

$$F_u = 30 \cdot 9,6 + 30 \cdot 0,057 \cdot 2,8 = 293 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$l = 2 \cdot \frac{4800 \cdot 60}{30 \cdot 293} = 65 \text{ cm}$$

$$\sigma_{e \text{ min}} = 1500 - \frac{2}{3} \cdot 30 \cdot \frac{293}{188} \cdot \frac{65}{2} = 530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = \left( \frac{2030}{2 \cdot 10^6} - \frac{60}{2 \cdot 10^5} \right) \cdot \frac{65}{2} = 0,23 \text{ mm}$$

Aus den angestellten Berechnungen ergibt sich, dass zur Verhinderung der Bildung klaffender Risse eine Verminderung der zulässigen Eisenspannungen nicht sehr wirksam und vor allem unwirtschaftlich ist. Viel besser und ohne Mehraufwand führt eine starke Auflösung der Armierung zum Ziel. Eine gleichzeitige finanzielle Einsparung und eine wirksame Beschränkung der Rissbildung wird erreicht durch Anwendung verwundener Stähle statt des Rundstahles.

Die Bilder 4 bis 7 zeigen einen Versuch mit verschiedenen Plattenbalken, links mit Rundstahl, rechts mit Isteg-Stahl armiert. Die Beanspruchung des Isteg-Stahles beträgt das 1,7 fache des Rundeseisens, und trotzdem sind die Risse beim Isteg-Balken fein und stark verteilt.

Bei dünnen Konstruktionen führt oft die weitgehende Auflösung des Rundeseisens zu sehr dünnen Stäben, die leicht krumm werden und daher schwer zu verlegen und zu stabilisieren sind. In solchen Fällen bietet der Isteg-Stahl den Vorteil, dass auch die kleinsten Kaliber noch eine erhebliche Steifigkeit aufweisen. Ist der Platz für die Armierung sehr beschränkt, wie in Trägerrippen, so ist es nicht immer mög-

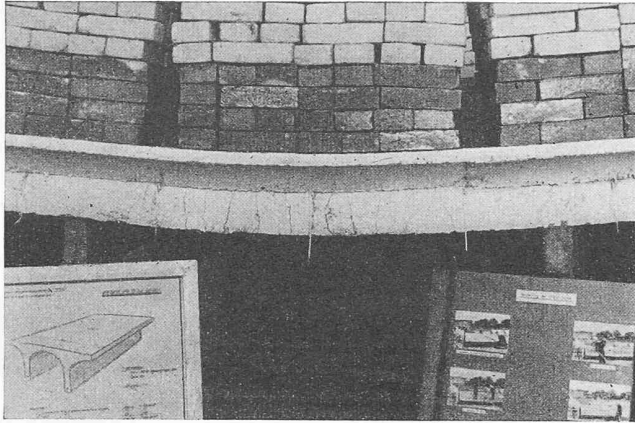


Bild 6. Rundeseisenarmierung

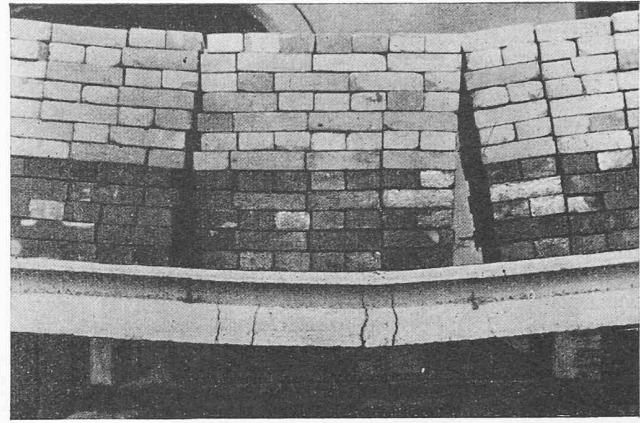


Bild 7. ISTEK-Armierung

lich, die mehr Platz beanspruchenden IsteK-Stangen unterzubringen. In solchen Fällen werden die übrigen Spezialstähle wie Caron- und Tor-Stahl im Vorteil sein.

Der Zweck dieses Aufsatzes besteht hauptsächlich darin,

zu zeigen, dass mit einer Herabsetzung der zulässigen Eisen- spannung zwecks Verminderung der Rissbildung nicht sehr viel erreicht wird und vor allem das Erreichte zu teuer er- kauft ist.

## Wettbewerb für die Verkehrsgestaltung in der Innenstadt in Verbindung mit den Bahn- und Postgebäuden in Bern

DK 656.21:  
711.4(494.24)

### B. Besondere Gesichtspunkte (Fortsetzung von S. 410)

1. Konstruktive Vorschläge für die Neugestaltung von Strassenbahn-, Bus- und Trolleybusanlagen; Strassen und Strassennetz, Parkplätze; Bahnhofplatz (städtebauliche Organisation und Gestaltung); Aufnahme- und Dienstgebäude der SBB und Postanlage und Postgebäude (kubisch-architektonische Gestaltung, innere Durchbildung, Ausnützung des Baugeländes); Grosse Schanze und weitere Bahnhofumgebung, Anlagen für den Vorortverkehr der Bundes- und Dekretsbahnen, der Solothurn-Zollikofen-Bern-Bahn und der Vereinigten Bern-Worb-Bahnen; ferner im Hinblick auf die massstäbliche Einordnung der Neubauten in das Stadtbild sowie auf ihre Beziehung zu den historischen Bauwerken. 2. Abwägung zwischen der Flächenbeanspruchung des Bahnhofplatzes einerseits und der für den Hauptbahnhof notwendigen Einrichtungen des Aufnahmegebäudes andererseits. 3. Orientierung der Verkehrsanlagen und -flächen zu den anstossenden Hochbauten, insbesondere Bahnhof, Post, Hotels und historische Bauten. 4. Konzentrierung des starken Umsteigeverkehrs zwischen den verschiedenen Tramlinien auf einer von andern Verkehrsmitteln nicht benützten Fläche; ferner ist die Nachbarlage von ein bis zwei Bus-Sammelhaltestellen zur Tram-Umsteigestelle im Bereich von Bubenbergr- und Bahnhofplatz anzustreben. 5. Bewertung der neuen Verkehrsanlagen im Hinblick auf die künftige Entwicklung der Verkehrstechnik (z. B. Ablösung des Tramverkehrs durch Bus- und Trolleybusverkehr, so dass etwaige unterirdische Tramanlagen anderen Zwecken zugeführt werden müssten). 6. Etappenweise Erstellung der Verkehrsanlagen für den Fall, dass im Zuge der Entwicklung die zunächst erstellte Anlage von einer neuen, leistungsfähigeren abgelöst wird. Diese (beispielsweise in Form von unterirdischen Strassen oder Trams) sollte ohne Behinderung durch die erste Anlage gebaut werden können. 7. Rücksichtnahme auf die Baukosten neuer Verkehrsanlagen einschliesslich der damit zusammenhängenden Umbauten oder Abbrüche im Stadtkörper sowie auf die Wirtschaftlichkeit im Betrieb der öffentlichen Verkehrsmittel. 8. Flüssige Lenkung vor allem des Stromes der ankommenden Reisenden im Aufnahmegebäude der SBB. Uebersichtliche und folgerichtige Anordnung der dem Publikum dienenden Räume und Anlagen zur Vermeidung von Umwegen und Kreuzungen. Schaffung der für den Betrieb erforderlichen und im Raumprogramm verlangten internen Verbindungen. 9. Anordnung einer gut auffindbaren und leicht zugänglichen Schalterhalle im Postgebäude. Schaffung einer guten Beziehung zwischen Paketversand und Paketausgabe mit dem Postbahnhof einerseits und dem Strassenverkehr andererseits.

### C. Typische Lösungsarten für die Verkehrsgestaltung

Im Interesse einer besseren Uebersicht wurden bei den Entwürfen in bezug auf die Verkehrsgestaltung folgende drei

typische Lösungsvorschläge unterschieden: 1. Horizontallösung, bei der sich der gesamte öffentliche und private Verkehr der Stadt auf der Strassenoberfläche abspielt. 2. Vertikallösung, bei der die Strassenbahnen und der von ihnen ausgehende Fussgängerverkehr in geringerem oder grösserem Ausmass unterirdisch verlegt sind und sich die übrigen Verkehrsmittel an der Oberfläche bewegen. 3. Vertikallösung, bei der der Automobil- und unter Umständen der Bus- und Fahrradverkehr auf gewissen Strecken unterirdisch geführt wird, während sich die übrigen Verkehrsmittel oberirdisch bewegen.

Auf Grund dieser Richtlinien wurden ausgeschieden:

In einem ersten Rundgang kein Projekt, in einem zweiten Rundgang drei Projekte, in einem dritten Rundgang 25 Projekte, in einem vierten Rundgang 27 Projekte. In engerer Wahl verblieben sieben Projekte. [Die Detailbeurteilung der Entwürfe ist bei den Bildern publiziert. Red.]

Gemäss Programm standen für die Prämierung 40 000 Fr. und für Ankäufe 20 000 Fr. zur Verfügung. In Würdigung der in den Wettbewerbsentwürfen liegenden grossen Arbeit haben die ausschreibenden Behörden und Verwaltungen auf Antrag des Preisgerichtes beschlossen, die Preissumme auf 50 000 Fr. und die Summe für Ankäufe auf 30 000 Fr. zu erhöhen. Das Preisgericht beschloss die Aussetzung von sechs Preisen von 10 000 bis 6 000 Fr. und von 14 Beträgen von 3 500 bis 1 500 Fr. für den Ankauf von Entwürfen, die in einzelnen Beziehungen bemerkenswerte Vorschläge enthalten.

## II. Schlussfolgerungen und Empfehlungen

### A. Allgemeines

Es ist festzustellen, dass der Wettbewerb eine Fülle von konstruktiven Vorschlägen und Anregungen gebracht und eine ausreichende Grundlage für die Behandlung aller im Wettbewerbsprogramm aufgeworfenen Fragen geschaffen hat. Die Wettbewerbsteilnehmer haben die Aufgabe mit bemerkenswertem Ernst und vielfach mit schöpferischem Können behandelt. Bei der Vielschichtigkeit und Schwierigkeit der Probleme sowohl auf dem Gebiete der Verkehrsplanung wie der städtebaulich-architektonischen Gestaltung, vor allem im Bahnhofgebiet, konnte kaum erwartet werden, dass ein Wettbewerbsteilnehmer eine nach allen Seiten befriedigende Lösung bringen werde. Unter diesen Umständen stellen die Empfehlungen des Preisgerichtes für die zweckmässige künftige Neugestaltung eine Synthese der besten Ideen und Entwürfe dar. In dem Masse, wie die Wettbewerbsteilnehmer zur Aufstellung dieser Synthese beigetragen haben, wurden sie mit Preisen und Ankäufen bedacht.

### B. Schlussfolgerungen

Der Wettbewerb hat ergeben, dass sich im Bereich des heutigen Bahnhofplatzes ein geeignetes neues Aufnahmegebäude der SBB erstellen lässt, das sich städtebaulich gut ein-