Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 69 (1951)

Heft: 23

Artikel: Praktisches Kriterium zur Beurteilung und Einschränkung der Rissgefahr im Eisenbeton

Autor: Rychner, G.A.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-58873

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 10.07.2025

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

sich auf der Strecke Dijon-Lyon. Für die Strecke Paris-Dijon erstellte man Unterstationen mit zwei Einheiten, die nur bei Spitzenbedarf gleichzeitig im Betrieb stehen. Für die besonders empfindlichen Speisestellen im Aussengürtel von Paris, an der Bergstrecke Les Laumes-Dijon und in der Umgebung von Lyon sah man Unterstationen mit drei Einheiten vor, von denen eine als Reserve dient. Diese Unterstationen werden von drei Kommandostellen in Paris, Dijon und Lyon ferngesteuert. (Ueber das Stellwerk Dijon und die «banalisation» der Strecke Dijon - Blaisy siehe SBZ 1949, Nr. 42, Seite 607.)

Für die ganze Strecke wurden insgesamt 234 elektrische Lokomotiven in Auftrag gegeben, davon 95 Schnellzuglokomotiven mit folgenden Daten: Achsfolge 2D2, Dienstgewicht 150 t, Adhäsionsgewicht 92 t, Stundenleistung 3730 kW, Dauerleistung etwa 3500 kW, maximale Geschwindigkeit 140 km/h. Für Expresszüge werden von Als-Thom gelieferte C_0C_0-Lokomotiven eingesetzt; ihre Hauptdaten sind: Dienstgewicht 102 t, Stundenleistung 3439 kW, Dauerleistung 3250 kW, Höchstgeschwindigkeit 175 km/h, steigerbar auf 200 km/h. Diese Lokomotiven befördern Güterzüge von 1300 t auf Steigungen von 5 ‰ mit 50 km/h und Schnellzüge von 500 t auf Steigungen von 8 ‰ mit 122 km/h. Für die Personen-, Post- und Güterzüge werden verbesserte B_0B_0-Lokomotiven verwendet, die bei 92 t Dienstgewicht eine Höchstgeschwindigkeit von 115 km/h erreichen und Güterzüge von 1300 t auf Steigungen von 5 ‰ mit 55 km/h zu befördern vermögen. Nähere Einzelheiten finden sich im «Bulletin» des SEV 1951, Nr. 10 vom 19. Mai.

Praktisches Kriterium zur Beurteilung und Einschränkung der Rissgefahr im Eisenbeton

Von Dipl. Ing. G. A. RYCHNER, EMPA, Zürich

DK 624.012.4.0046

I.

In den nachfolgenden Ausführungen wird versucht, eine allgemeine Risstheorie des Eisenbetons aufzustellen, die also sowohl für *Biegung* als auch für *reinen Zug* und *schräge Hauptzugspannungen* gültig ist. Sie beruht auf der Beobachtung der Risse und des Verhaltens einer grossen Zahl von in der EMPA im Laufe der Jahre geprüften und mit den verschiedensten Armierungen bewehrten Eisenbetonbalken, vor allem aber auf den Ergebnissen von in letzter Zeit durchgeführten Versuchen mit sogenannten aufgelösten Armierungen. Sie stützt sich ferner auf schwedische Forschungen auf dem Gebiet der Rissbildung und namentlich auch auf die Erfahrungen aus der Praxis.

Die vorgeschlagene Theorie setzt voraus, dass das *Dehnungsvermögen des Betons* eine *Materialkonstante* ist. Der Gedanke, dass ein Beton gleicher Qualität für die gleiche Beanspruchungsart und bei gleichem thermo-hygroskopischem Zustand je nach den Armierungsverhältnissen eine verschiedene Dehnfähigkeit bis zur Rissbildung haben könnte, ist vom physikalischen Standpunkt aus nicht befriedigend. Die Eisenbetonwissenschaft konnte sich jedoch bis heute nicht vom Gedanken lösen, dass der Beton eine je nach den Armierungsverhältnissen verschiedene Dehnfähigkeit, eine grosse «Duktilität» in der Nähe der Armierungen besitze. Diese Annahme beruhte auf nicht richtig interpretierten Versuchsergebnissen und wurde manchmal zur vorgefassten Meinung. Auf diese Weise war es nicht möglich, das wichtige Rissproblem zu lösen und vor allem eine ungefähr gleichmässige Sicherheit gegen zu breite Risse zu erzielen.

Die vorliegende Risstheorie erlaubt, sämtliche Versuchsergebnisse und Erfahrungen aus der Praxis zu erklären, bezweckt aber *nicht*, die Rissbreiten in jedem Einzelfall zum voraus zu berechnen, was ein kühnes Unterfangen wäre. Insbesondere liefert sie eine einleuchtende und mit der Elastizitätstheorie in Einklang stehende Erklärung für das angeblich grosse Dehnungsvermögen des Betons bei gewissen Armierungsverhältnissen. An Hand der bekanntesten Beispiele für reinen Zug wird gezeigt, dass die *«Duktilität» des Betons unabhängig von den Stahleinlagen* und in gewissen Fällen nur scheinbar grösser ist. Dies erlaubt uns, die in grossen Zügen betrachteten Rissprobleme in einfacher und befriedigender Weise zu lösen, u. a. die Rissbreiten unter Belastung in zulässigen Grenzen zu halten, wofür wir in den nachstehenden Ausführungen eine Formel für die Praxis angeben.

II.

Nachdem wir obiges vorausgesetzt haben, stützen wir uns auf die durch Versuche belegte Tatsache, dass die Rissbreiten in erster Linie vom Haftspannungszustand des Eisenbetons abhängig sind.

Primär ist der Haftspannungszustand vom Unterschied $\Delta\sigma_e$ der Zugspannungen der Stahleinlagen im vollen, ungerissenen Querschnitt und im gerissenen Querschnitt abhängig und zwar *im Augenblick der Rissbildung*. Diese Tatsache ist von grundlegender Bedeutung. Je grösser $\Delta\sigma_e$ ist, desto grösser werden, bei den gleichen Stahleinlagen, für die im Augenblick der Rissbildung bei gleicher Betonqualität der gleiche Haftfestigkeitswert einzusetzen ist, die Rissabstände und folglich die Rissbreiten, gemäss den Beziehungen:

$$(1) \qquad \text{Mittlerer Rissabstand } l = 2\,\frac{\Delta\sigma_e}{\tau}\,\frac{Fe}{U},$$

durch die Verhältnisse *im Augenblick der Rissbildung* gegeben, wo Fe/U die Verbundcharakteristik der Stahleinlagen $= d/4$ für Rundeisen gleichen Durchmessers d ist und der mittlere einzusetzende Haftfestigkeitswert τ des Stahles als gleichmässig verteilt auf die Hälfte $l/2$ des Rissabstandes angenommen werden kann.

Rissbreite R_m für eine mittlere Eisendehnung ε_{em}

$$(2) \qquad R_m = \varepsilon_{em}\, l = \frac{1}{E_e}\left(\overline{\sigma_e} - \frac{\overline{\Delta\sigma_e}}{2}\right) l$$

wo $\overline{\sigma_e}$ die Eisenspannung im gerissenen Querschnitt, $\overline{\Delta\sigma_e}$ den entsprechenden Spannungsunterschied, E_e den Elastizitätsmodul des Stahles bedeuten. Gleichung (2) gilt nur, solange die Stahleinlagen zwischen den Rissen nicht gleiten (bzw. nur in unmittelbarer Nähe des Risses gleiten).

$$(3) \qquad \textit{Maximale Rissbreite } R_{\max} = \varepsilon_e\, l = \frac{\overline{\sigma_e}}{E_e}\, l$$

massgebend für die Beurteilung der Sicherheit gegen zu breite Risse, was durch Versuche (s. Bild 1) bestätigt wurde[1]).

Hierbei sind die wirkliche Verteilung der Haftspannungen zwischen den Rissen und die wahre Grösse des Wertes $\Delta\sigma_e$ ohne Belang. Die Berechnung stützt sich auf einfache Hypothesen, die sich ihrerseits auf die zweckmässige Wahl des Wertes τ gründen, der im gewöhnlichen Zug-Haftfestigkeitsversuch ebenfalls konventionell als Mittelwert $\tau = (\sigma_e Fe)/(l\,U)$ ermittelt wird. Wenn im gewöhnlichen Zug-Haftfestigkeitsversuch der mittlere Haftfestigkeitswert τ bei *Ueberwindung* des Haftwiderstandes infolge der wahren Verteilung der Haftspannungen eine Funktion der Haftlänge l ist[2]), so zeigen die Ergebnisse der Versuche an Eisenbetonbalken, dass τ im Augenblick der Rissbildung für die gleichen Stahleinlagen und für die gleiche Betonqualität als konstant angenommen werden darf, in Uebereinstimmung mit der Tatsache, dass bei Rissbildung in den meisten Fällen der maximale Haftwiderstand noch nicht erreicht bzw. zuerst nur lokal überwunden wird.

III.

In den Bildern 2, 3 und 4 haben wir den Rechteckquerschnitt untersucht, unter der vereinfachenden Annahme, dass die wirksame Höhe des vollen, ungerissenen Querschnittes gleich der Nutzhöhe h des Rechteckbalkens ist.

Bild 2 gibt die Stahlspannungen im vollen, ungerissenen Querschnitt für eine Stahlspannung im gerissenen Querschnitt von $\overline{\sigma_e} = 2000$ kg/cm², bzw. für einen hypothetischen Normalfall an. Daraus ist ersichtlich, dass $\overline{\Delta\sigma_e}$ mit Zunahme von μ abnimmt. Bei sonst gleichen Bedingungen sind daher bei grösseren Armierungsgehalten kleinere Rissbreiten zu erwarten als bei kleinen Armierungsgehalten, was durch die Versuchspraxis bestätigt wird.

Bild 3 gibt die normengemäss gerechneten Zugspannungen der Stahleinlagen bei Rissbildung. Für das Stadium der Rissbildung sind wir auf Grund der Ergebnisse zahlreicher Versuche von einer mittleren Biegezugspannung des Betons von

[1]) Streng genommen wäre natürlich die Dehnung am Zugrand einzusetzen.

[2]) In der EMPA werden grundsätzlich die Haftfestigkeitseigenschaften für eine Haftlänge von 10 Ø ermittelt. Als Vergleichswerte gelten die mittleren Haftspannungen für Gleitmasse von 0,01; 0,10; 1,00 mm usw.

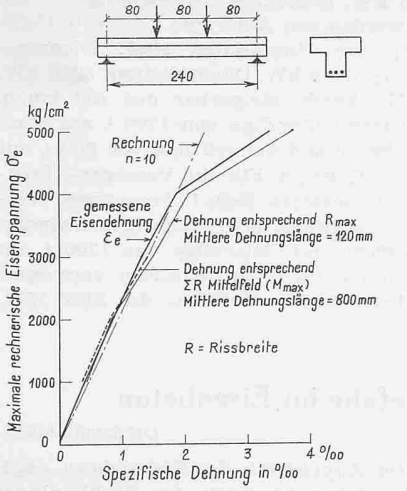


Bild 1. Eisendehnungen und Dehnungen aus den gemessenen Rissbreiten für einen hochwertigen Stahl von besonderer Formgebung nach vorheriger einmaliger statischer Belastung und Entlastung im Elastizitätsbereich zwischen $\sigma_e = 100$, 3000 und 100 kg/cm². 3 ∅ 18 mm, $\mu = 0{,}68\,\%$; hochwertiger Beton

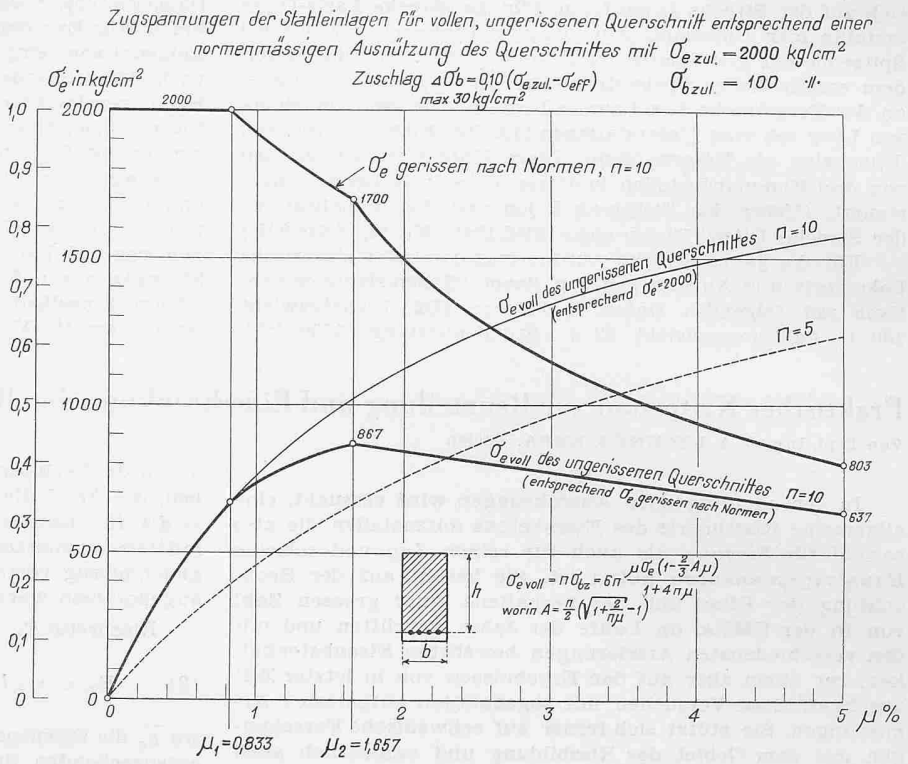


Bild 2. Rechteckquerschnitt. Rechnerische Zugspannungen der Stahleinlagen im vollen und im gerissenen Querschnitt unter der Nutzlast

$\sigma_{bz} = 30$ kg/cm² und einer mittleren Dehnung des Betons von $\varepsilon_{bz} = 0{,}1\,‰$ ausgegangen. Dies entspricht einem Elastizitätsmodul des Betons von $E_b = 300\,000$ kg/cm² und einer Aequivalenzzahl $n = 7$, die wir einfachheitshalber auch für die anderen Werte von σ_{bz} beibehalten haben. Die normenmässigen Zugspannungen der Stahleinlagen entsprechend den so ermittelten Rissmomenten wurden mit $n = 10$ gerechnet. Daraus ist ersichtlich, dass die Risslasten mit Zunahme von μ stark abnehmen, was die Versuchspraxis ebenfalls bestätigt.

Bild 4 gibt die Differenz $\Delta\sigma_e$ der Stahlspannungen bei Rissbildung, die für die Beurteilung der Rissbreiten massgebend ist. Die Berechnung erfolgte mit $n = 10$ für $\sigma_{bz} = 30$ kg/cm². In diesem Diagramm wurden die maximalen Rissbreiten eingetragen, die in einer systematischen Untersuchung der MPA Stockholm für Armierungen von ∅ 20 mm bei $\overline{\sigma}_e = 2000$ kg/cm² beobachtet wurden. $\Delta\sigma_e$ nimmt mit abnehmendem μ zu und zwar bis ∞ für $\mu = 0$. Wie ersichtlich, ist die Uebereinstimmung zwischen dem Verlauf der $\Delta\sigma_e$-Kurve und demjenigen der gemessenen maximalen Rissbreiten sehr befriedigend.

Im Bild 5 reproduzieren wir die Ergebnisse der Stockholmer Versuche (Fig. 14, S. 22 der Mitteilung Nr. 103 der staatlichen Prüfungsanstalt Stockholm).

Als Materialkonstante beim Reissen des Betons darf im Eisenbeton bei Biegungsbeanspruchung nicht mit der Biegezugfestigkeit des Betons, ermittelt an Prismen 12/12/36 cm mit einer Spannweite von 30 cm und mit einer Einzellast, gerechnet werden. Der einzusetzende Wert β_{bz} wird etwa zwischen der Zugfestigkeit und der Biegezugfestigkeit, bei hohen Trägern eher in der Nähe der Zugfestigkeit liegen.

IV. Grundsätzliche Feststellungen

Es ist ganz abwegig, durch Festsetzung einer zulässigen Biegezugspannung des Betons eine Sicherheit gegen *zu breite Risse* erzielen zu wollen, denn erstens betrachtet man damit nur den Augenblick der Riss*bildung*. Das Auftreten der ersten Risse ist nicht nur von der Belastung, sondern auch vom thermo-hygroskopischen Zustand des Eisenbetons abhängig. Zweitens wird auf diese Weise eine Sicherheit vorgetäuscht, die *entgegengesetzt den tatsächlichen Verhältnissen verläuft*, nämlich grosse Sicherheit, d. h. unwirtschaftliche Dimensionierung im Fall von grösseren Armierungsgehalten, für welche die Gefahr von breiteren Rissen am kleinsten ist, keine oder geringe Sicherheit im Fall von kleinen Armierungsgehalten, für welche die Gefahr breiterer Risse am grössten ist.

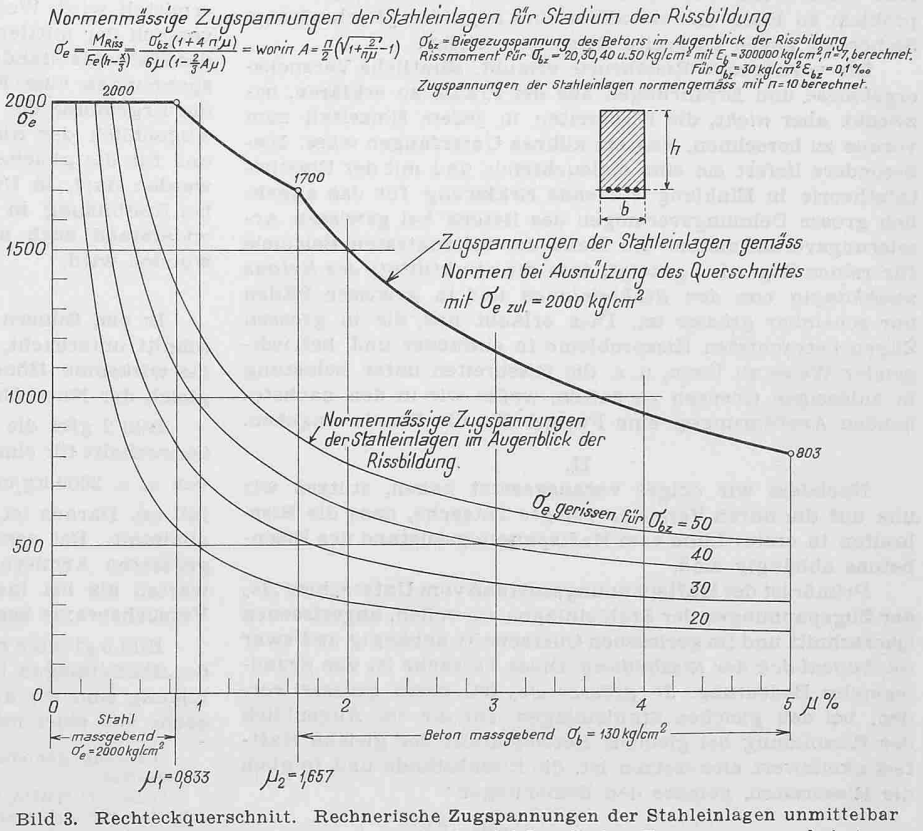


Bild 3. Rechteckquerschnitt. Rechnerische Zugspannungen der Stahleinlagen unmittelbar nach Rissbildung (Querschnitt gerissen). Vergleich mit den Zugspannungen bei Ausnützung des Querschnittes

a) *Stahleinlagen gleichen Durchmessers und Haftfestigkeit. Beton gleicher Qualität. Rissbildung bei der gleichen Biegezugspannung des Betons (mit Berücksichtigung der Stahleinlagen). μ variabel*

Eine tiefe Risslast unter Belastung bedeutet günstige Verhältnisse in bezug auf die Rissbreiten. Sie weist auf einen geringen Unterschied $\Delta\sigma_e$ der Zugspannungen der Stahleinlagen im vollen, ungerissenen und im gerissenen Querschnitt hin. Die Rissbreiten bei tiefen Risslasten sind immer mikroskopisch fein. Eine hohe Risslast dagegen bedeutet ungünstige Verhältnisse in bezug auf die Rissbreiten, da sie auf geringe Zugspannungen der Stahleinlagen im vollen, ungerissenen Querschnitt gegenüber den Zugspannungen im gerissenen Querschnitt, d. h. auf einen grossen Wert $\Delta\sigma_e$ hinweist. Bei hoher Risslast treten daher schlagartig sofort verhältnismässig breite, von blossem Auge sichtbare Risse auf.

b) *Gleicher Armierungsgehalt μ. Fe/U unverändert, Einfluss einer Erhöhung der Biegezugfestigkeit β_{bz} des Betons*

Die Risslast wird proportional der Erhöhung der Biegezugfestigkeit β_{bz} des Betons erhöht; $\Delta\sigma_e$ wächst. Bleiben die Haftfestigkeitseigenschaften unverändert, so erhöhen sich die Rissabstände proportional $\Delta\sigma_e$. Werden dagegen die Haftfestigkeitseigenschaften durch die Verbesserung der Betonqualität auch verbessert, was bei satter Umhüllung der Stahleinlagen der Fall ist, so ist eine Verminderung der Rissbreiten möglich und im allgemeinen auch deshalb zu erwarten, weil bei minderwertigerer Qualität des Betons das Gleiten der Stahleinlagen (Erreichen des maximalen Haftwiderstandes) früher einsetzt als bei hochwertigem Beton.

c) *Gleicher Armierungsgehalt μ. Betonqualität unverändert. Einfluss einer Verminderung des Verhältnisses Fe/U bzw. einer Aufteilung der Armierung in Stahleinlagen kleineren Durchmessers*

In der Beziehung (1) ist $\Delta\sigma_e/\tau$ eine Konstante, die von den Haftfestigkeitseigenschaften des Stahles für die gegebene Betonqualität abhängt. Bei sonst gleichen Verhältnissen nehmen daher die Rissbreiten mit Fe/U ab. Eine Verminderung von Fe/U hat gar keinen Einfluss auf die absolute Risslast (s. Abschnitt VIII, Reiner Zug). Die Verminderung der Rissbreiten bewirkt aber, dass die mit dem gleichen Mikroskop (gleiche Vergrösserung) beobachteten ersten Risse scheinbar später, d. h. bei höheren Belastungen erscheinen. Wie im Abschnitt Reiner Zug gezeigt wird, können die ersten Risse schon im molekularen Bereich erscheinen.

V. Rissbreiten

Massgebend für die Beurteilung der Rissbreiten unter Belastung sind somit bei gleicher Qualität des Betons:

a) Der Unterschied der Zugspannungen der Stahleinlagen bei Rissbildung

$$\Delta\sigma_e = \sigma_{e\,\text{gerissen}} - \sigma_{e\,\text{voll}}$$

Funktion von μ und der Dimensionen des Querschnittes des Eisenbetonträgers.

b) Das Verhältnis Fe/U = Verbundcharakteristik[3]) der gesamten Zugarmierung, wo Fe = totaler Querschnitt der Zugeinlagen, U = totaler Umfang der Zugeinlagen. Bei Verwendung von Stahleinlagen gleichen Durchmessers d ist $Fe/U = d/4$. Somit kann als Verbundcharakteristik auch der äquivalente Durchmesser $d_{\text{äqu.}} = 4\,(Fe/U)$ angegeben werden.

c) Die Haftfestigkeits- und Elastizitätseigenschaften sowie die Höhe der Beanspruchung des Stahles.

Die Einflüsse aus Schwinden und Kriechen des Betons sowie aus Temperaturänderungen werden vorerst vernachlässigt.

Die maximale Rissbreite ist durch die Beziehung

$$(4) \qquad R_{\max} = \varepsilon_e l = \frac{\bar{\sigma}_e}{E_e}\, 2\, \frac{\Delta\sigma_e}{\tau}\, \frac{Fe}{U}$$

gegeben, wo

$\bar{\sigma}_e$ = normenmässig gerechnete Zugspannung der Stahleinlagen (Querschnitt gerissen, n = 10)

E_e = Elastizitätsmodul der Stahleinlagen

$\Delta\sigma_e$ = für das Stadium der Rissbildung berechneter Unterschied der Zugspannungen zwischen gerissenem und vollem Querschnitt (n = 10, voller Querschnitt mit Berücksichtigung der Stahleinlagen)

τ = Haftfestigkeitswert des Stahles

Fe/U = Verbundcharakteristik der Armierung

Bei Rissbildung ist

$$(5) \qquad \Delta\sigma_e = \sigma_{er} - \sigma_{er\,\text{voll}} = \frac{\beta_{bz}}{\bar{\sigma}_{bz}}\,(\bar{\sigma}_e - \bar{\sigma}_{e\,\text{voll}})$$

wo

β_{bz} die Biegezugfestigkeit des Betons bedeutet (s. Bemerkung unter III.)

$\bar{\sigma}_{bz}$ ist die Biegezugspannung des Betons, mit Berücksichtigung der Stahleinlagen (voller Querschnitt), $\bar{\sigma}_e$ und $\bar{\sigma}_{e\,\text{voll}}$ sind die Zugspannungen der Stahleinlagen für gerissenen und vollen Querschnitt für den betrachteten Belastungsfall bzw. für die normenmässige Ausnützung des Querschnittes. Wir sind nun in der Lage, die Armierung derart zu wählen, dass eine bestimmte maximale Rissbreite $R_{\max}$ nicht überschritten wird. Hierfür lautet die Bedingung:

[3]) Bzw. der reziproke Wert $V = U/Fe$, der mit der Verbesserung des Verbundes zunimmt.

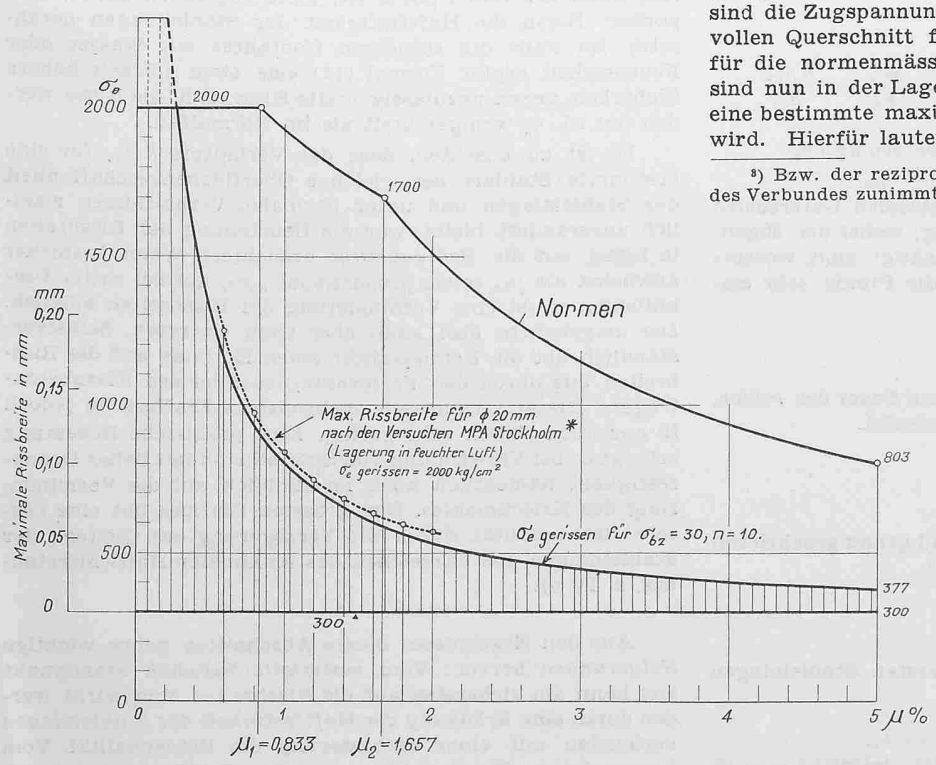


Bild 4. Theoretische Differenz $\Delta\sigma_e$ der Stahlspannungen bei Rissbildung für σ_{bz} = 30 kg/cm² (n = 10). Maximale Rissbreiten für ⌀ 20 mm und σ_e = 2000 kg/cm² nach Versuchen der MPA Stockholm

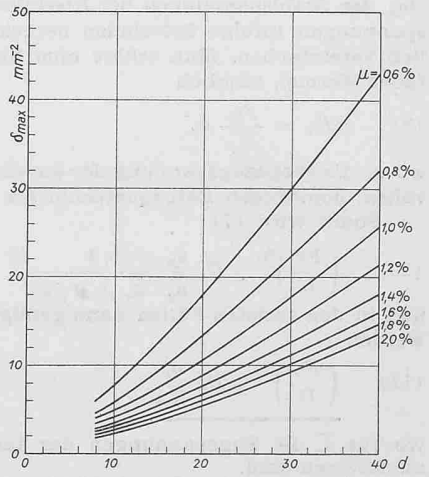


Bild 5. Maximale Rissbreiten δ_{max} in Abhängigkeit vom Durchmesser d der Stahleinlagen und vom Armierungsgehalt μ, für eine Zugspannung σ_e = 2000 kg/cm². Beton P 250. Lagerung der Balken an feuchter Luft bis zur Prüfung

$$\frac{\bar{\sigma}_e}{E_e}\, 2\, \frac{\Delta\sigma_e}{\tau}\, \frac{Fe}{U} \leq R_{max} \quad \text{(Dimensionen: kg, cm)}$$

$$\frac{Fe}{U} \leq \frac{1}{2} R_{max} \frac{E_e}{\bar{\sigma}_e} \frac{\tau}{\Delta\sigma_e}$$

und mit (5)

$$\frac{Fe}{U} \leq \frac{1}{2} R_{max} \frac{E_e}{\bar{\sigma}_e} \frac{\tau}{\beta_{bz}} \frac{\bar{\sigma}_{bz}}{\bar{\sigma}_e - \bar{\sigma}_{e\,voll}}$$

Berücksichtigen wir die Tatsache, dass die Haftfestigkeit der Stahleinlagen mit kleineren Durchmessern zunimmt und zwar etwa umgekehrt proportional der Quadratwurzel des Durchmessers, wie dies aus Versuchen hervorgeht, so können wir schreiben

$$\tau \sqrt{d} = k \quad \text{(Konstante)} \quad \text{und da} \quad d = 4\,(Fe/U)$$

$$(6) \qquad \tau = \frac{k}{2\sqrt{Fe/U}}$$

so wird

$$(7) \qquad \left(\frac{Fe}{U}\right)^{3/2} \leq \frac{R_{max}\, E_e\, k}{4\,\beta_{bz}} \frac{\bar{\sigma}_{bz}}{\bar{\sigma}_e - \bar{\sigma}_{e\,voll}} \frac{1}{\bar{\sigma}_e}\ ^{4)}$$

Für die Zugspannungen $\bar{\sigma}_e$ und $\bar{\sigma}_{e\,voll}$ sind jeweils die äussersten Stahleinlagen in Betracht zu ziehen, wenn die Armierung aufgelöst wird[5]). Man sieht, dass *die Rissbreiten dem Haftfestigkeitswert k umgekehrt proportional, dagegen der Zugfestigkeit des Betons direkt proportional sind.*

Für die gleiche Beton- und Stahlqualität und für eine bestimmte nicht zu überschreitende Rissbreite ist

$$\frac{R_{max}\, E_e\, k}{4\,\beta_{bz}} = C_1 = \text{Konstante}$$

VI. Schwinden

Das Schwinden des Betons übt auf die Rissbreiten einen Einfluss aus, der sich nach der Theorie des vorgespannten Betons angenähert berechnen lässt. Bei freier Auswirkung des Schwindens entstehen Zugspannungen im Beton, die die *Risslast herabsetzen*, während die Stahleinlagen unter Druck gesetzt werden. Die totalen maximalen Rissbreiten für eine Zugspannung $\bar{\sigma}_e$ der Stahleinlagen sind durch die Beziehung

$$(8) \qquad R_{max} = (\varepsilon_e + \varepsilon_s)\, l_s = \frac{1}{E_e}\,(\sigma_e + \varepsilon_s E_e)\, l_s$$

gegeben, wo ε_s das spezifische Schwindmass des Betons und l_s den Rissabstand mit Berücksichtigung des Schwindens bedeuten (zusätzliches $\Delta\sigma_e$ bei verminderter Risslast). Die Beziehung (8) setzt ein vollständiges Lösen der Schwindspannungen voraus.

Unter folgenden Annahmen

$$\bar{\sigma}_{e\,voll} \cong n\,\bar{\sigma}_{bz} \quad \text{und} \qquad \varepsilon_s = \frac{\beta_{bz}}{E_b} = \frac{n\,\beta_{bz}}{E_e}$$

z. B. für

$$\beta_{bz} = 30 \text{ kg/cm}^2 \qquad E_b = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$$
$$E_e = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2 \qquad \varepsilon_s = 0{,}15\ ^0/_{00}$$

lässt sich der Ausdruck für den massgebenden Unterschied $\Delta\sigma_e$ der Stahlspannungen bei Rissbildung, wobei die Eigenspannungen infolge Schwinden berücksichtigt sind, wesentlich vereinfachen. Man erhält eine für die Praxis sehr einfache Formel, nämlich

$$(9) \qquad \Delta\sigma_e = \frac{\beta_{bz}}{\bar{\sigma}_z}\, \bar{\sigma}_e$$

wo $\bar{\sigma}_z$ die Biegezugspannung der äussersten Faser des *reinen*, vollen, homogenen Betonquerschnittes bedeutet.

Somit wird (7)

$$(10) \qquad \left(\frac{Fe}{U}\right)^{3/2} \leq C_1 \frac{\bar{\sigma}_z}{\bar{\sigma}_e} \frac{1}{\bar{\sigma}_e + n\,\beta_{bz}}\ ^{6)}$$

und in den meisten Fällen kann genügend genau geschrieben werden

$$(11) \qquad \left(\frac{Fe}{U}\right)^{3/2} \leq C_2 \frac{\bar{\sigma}_z}{\bar{\sigma}_e^{\,2}}$$

wo für $\bar{\sigma}_e$ die Zugspannungen der äussersten Stahleinlagen einzusetzen sind.

[4]) In Wirklichkeit hat man $(Fe/U)^{\nu}$ mit $1 < \nu < 3/2$.

[5]) Bei vorwiegend ruhender Belastung darf jedenfalls $\sigma_{e\,zul}$ im Schwerpunkt der Stahleinlagen angenommen werden. σ_e Randeisen soll $1{,}25\,\sigma_{e\,zul}$ nicht überschreiten.

[6]) Oder besser $\varepsilon_s E_e$ statt $n\beta_{bz}$.

Nimmt man z. B. folgende Werte an:

Für hochwertigen Beton P 300 mit einer Würfeldruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen von ${}_w\beta_d^{28} \sim 300$ kg/cm²

Rundeisen				
	$R_{max} =$	0,02	— 0,03 cm	
∅	$k =$	48	— 32	
4 cm	$\tau =$	24	— 16	kg/cm²
3 cm		27,7	— 18,5	kg/cm²
2 cm		33,9	— 22,6	kg/cm²
1 cm		48	— 32	kg/cm²

$E_e = 2\,000\,000$ kg/cm² und

$\beta_{bz} \sim 30$ kg/cm²

so wird $C_1 = 16\,000$. Dieser Wert stimmt mit den Ergebnissen der Versuche der EMPA mit gelagerten, sauberen und einwandfrei einbetonierten Rundeisen (konzentrierte und aufgelöste Armierungen) gut überein. Für C_2 kann für gewöhnliche Rundeisen aus normalem Baustahl $C_2 = 13\,500$ gesetzt werden. Die Werte C_1 bzw. C_2 gelten für ständige Belastung oder für solche Fälle, wo die rechnungsmässige Nutzlast öfters und längere Zeit auftritt (Hochbau).

Da die Rissbreiten umgekehrt proportional τ bzw. k sind, sieht man, dass der Oberflächenzustand der Armierungen auf die Rissbreiten einen bedeutenden Einfluss ausübt. Bei Rundeisen z. B. variiert die Haftfestigkeit vom blanken zum normalen, gelagerten Zustand im Verhältnis von 1 zu 4. Gelagerte Rundeisen sind daher günstiger als fabrikfrische, sofern sie von losem Rost und Schmutz trocken (nie mit öligen Putzlumpen!) gereinigt werden und unter der Voraussetzung, dass sie vom Rost nicht unzulässig angefressen sind (Verminderung des wirksamen Querschnittes und Kerbwirkung, Herabsetzung der Ermüdungsfestigkeiten). In allen Fällen, wo besonders glatte Rundeisen verwendet werden, ist der Wert C_2 angemessen zu ermässigen. Für Stähle von hoher und regelmässiger Haftfestigkeit, die nach dem ersten Lösen vom Beton eine Sicherung durch besondere Formgebung besitzen, kann C_2 auf Grund von geeigneten, vergleichenden Eisenbetonversuchen, wofür die Risstheorie eine gute Grundlage bildet, erhöht werden (gewöhnliche Haftfestigkeitsversuche genügen wegen möglichen Sprengwirkungen nicht).

Im Falle, dass korrodierende oder sonst schädliche Wirkungen erwartet werden, können die Werte C_2 angemessen reduziert werden. In dieser Hinsicht muss jedoch hervorgehoben werden, dass eine Beschränkung der Rissbreiten nichts nützt, wenn die Stahleinlagen nicht *dicht umhüllt* sind. Die Stahleinlagen können auch bei sehr feinen Rissen korrodieren, wenn der Beton porös ist, ganz abgesehen davon, dass poröser Beton die Haftfestigkeit der Stahleinlagen herabsetzt. Im Falle des ständigen Kontaktes mit Wasser oder Feuchtigkeit ergibt Formel (11) eine etwa 1,5fach höhere Sicherheit gegen unzulässig breite Risse, d. h. die Risse werden um rd. $^1/_3$ weniger breit als im Normalfall.

Es ist zu beachten, dass das Verhältnis k/β_{bz} für eine bestimmte Stahlart bei gleicher Oberflächenbeschaffenheit der Stahleinlagen und unter normalen Verhältnissen ziemlich unverändert bleibt, was die Beurteilung der Rissbreiten in bezug auf die *Betonqualität* erleichtert. Wenn k stärker anwächst als β_{bz} (etwa proportional ${}_w\beta_d$, nur bei satter Umhüllung), so ist eine Verminderung der Rissbreiten möglich. Der umgekehrte Fall kann aber auch eintreten. Selbstverständlich übt die Betonqualität einen Einfluss auf die Rissbreiten aus durch den *Verformungszustand* des Eisenbetonträgers. Dieser rechnerisch nachweisbare Einfluss ist jedoch in normalen Fällen sehr gering. Eine praktische Bedeutung erlangt er bei Verwendung von Spezialbeton mit hoher Druckfestigkeit, namentlich auch im Hinblick auf die Verminderung des Kriechmasses. Den grössten Einfluss übt eine bessere Betonqualität durch die Verzögerung des Gleitens der Stahleinlagen aus (Erreichen des maximalen Haftwiderstandes, s. IV b).

*

Aus den Ergebnissen dieses Abschnittes gehen wichtige *Folgerungen* hervor: Vom *materialtechnischen* Standpunkt aus kann am sichersten auf die Rissbreiten eingewirkt werden durch eine *Erhöhung der Haftfestigkeit der Stahleinlagen* verbunden mit einer Verbesserung der Betonqualität. Vom *konstruktiven* Standpunkt aus werden die Rissbreiten durch *Schlankheit* der Bauelemente *und aufgelöste Armierungen* wesentlich herabgesetzt.

Der Widerspruch, der sich daraus in praktischer Hinsicht ergibt, führt, bei Berücksichtigung der wirtschaftlichen Verhältnisse, zur Verwendung von Stahleinlagen von hoher Haftfestigkeit und zur Anwendung der modernen Einbringungs- und Verdichtungsmethoden des Betons mittels der Vibration.

Durch Beschränkung der Rissbreiten gemäss den Beziehungen (10) bzw. (11) ist es möglich, bei vorwiegend statischer Beanspruchung und Verwendung von Spezialbeton Stähle von *hoher* Streckgrenze mit höheren Betriebsspannungen zu verwenden, wobei eine annähernd gleichbleibende Sicherheit gegen die Erschöpfung der Tragfähigkeit und gegen unzulässig breite Risse gewährleistet bleibt. Dies führt wiederum zu schlankeren Bauelementen.

Sobald die Biegezugspannungen $\overline{\sigma_z}$ des *reinen* Betonquerschnittes die Biegezugfestigkeit β_{bz} des Betons überschreiten, wodurch mässige Schwindwirkungen berücksichtigt werden, entsteht Rissgefahr. Die Formeln (10) bzw. (11) gelten daher mit Berücksichtigung einer m-fachen Sicherheit gegen Rissbildung für Biegezugspannungen $\overline{\sigma_z} \geq \beta_{bz}/m$, z. B. mit $\beta_{bz}^{\cdot\cdot} = 30$ kg/cm² und $m = 1{,}5$ für $\overline{\sigma_z} \geq 20$ kg/cm². Ist $\overline{\sigma_z} > \beta_{bz}$, so sind bei sonst gleichen Dimensionen des Betonquerschnittes und der Stahleinlagen die grössten Rissbreiten bei den kleinsten Armierungsgehalten zu erwarten. *Die Konzentration von dicken Eisen am unteren Zugrand eines Eisenbetonträgers ist daher ganz besonders bei geringen Armierungsgehalten zu vermeiden*, wobei Rechteckquerschnitte ungünstiger sind als Plattenbalken von gleicher Höhe und gleichem Armierungsgehalt.

Die Auflösung von Armierungen gemäss (10) bzw. (11) hat bei Berücksichtigung des Schwindens des Betons mit zweckmässiger Abstufung der Durchmesser der Stahleinlagen annähernd *bis zur Höhe der neutralen Axe des gerissenen Querschnittes* zu erfolgen. Grundsätzlich ist es immer empfehlenswert, der Ausbildung von breiteren Schwindrissen im Betonkörper von hohen Trägern durch die Anordnung von zusätzlichen dünnen Stahleinlagen zu begegnen.

(Schluss folgt)

Wettbewerb für Schulhäuser auf dem untern Murifeld in Bern

DK 727.1(494.24)

Das verfügbare Gelände liegt zwischen Elfenaustrasse, Mülinenstrasse, Hofmeisterstrasse und Schildknechtstrasse; gewisse Teile davon bestehen aus Auffüllung einer ehemaligen Kiesgrube. Verlangt wurde ein Primarschulhaus mit 14 Klassenzimmern und den üblichen weiteren Zimmern für Lehrer, Werkunterricht, Hauswirtschaft usw., sowie Turnhalle, Abwartwohnung, Freiflächen; sodann ein Mittelschulhaus mit 13 Klassenzimmern und Nebenräumen, Singsaal, Turnhalle und Freiflächen; schliesslich ein Kindergarten. Erste Etappe: Primarschule mit Turnhalle, Kindergarten; zweite Etappe: Mittelschule mit Turnhalle. Die erste Etappe sollte städtebaulich und architektonisch unabhängig von der zweiten bestehen können.

Aus dem Bericht des Preisgerichtes

Das Preisgericht tagte vom 17. bis 19. April 1951. In engerer Wahl verblieben von 39 eingereichten Entwürfen deren acht. Für die Beurteilung dieser acht Projekte waren folgende Gesichtspunkte massgebend: 1. Situation (Aufteilung des Baugeländes, Zugänge, Platzanlagen, Bauetappen). 2. Grundrissanlage (Orientierung, Organisation und gegenseitige Beziehung der einzelnen Bauobjekte, Raumgruppen und Räume). 3. Kubische Gliederung und Fassadengestaltung. 4. Kubikinhalt.

Aus der Beurteilung der Projekte haben sich folgende Gesichtspunkte ergeben, die für die Rangordnung massgebend sind und deren Befolgung für die weitere Bearbeitung der Bauaufgabe zu empfehlen ist:

Angesichts der fünfgeschossigen Bebauung zwischen der Muri- und der Mülinenstrasse und der maximal zweieinhalbgeschossigen Bebauung des übrigen Quartiers (zwei Geschosse und ausgebauter Dachstock) erscheint es wichtig, für die Höhe der Schulanlage nicht einen dritten Masstab zu wählen.

Erwünscht ist eine ein- bis dreigeschossige Baugruppe, welche die Höhe der niedrigeren Wohnbebauung aufnimmt und mitten im Gewirr der vielen Einzelbauten einen grösseren, ruhig wirkenden Kern bildet. Dieser kann an die Elfenau- oder die Hofmeisterstrasse angelehnt sein; der Elfenaustrasse als wichtigerem Zugang gebührt der Vorrang. Angängig erscheint auch eine Anlage mit zwei getrennten Gruppen an den beiden erwähnten Strassen. Eine Gruppierung der Bauten in der Platzmitte wirkt dagegen isoliert.

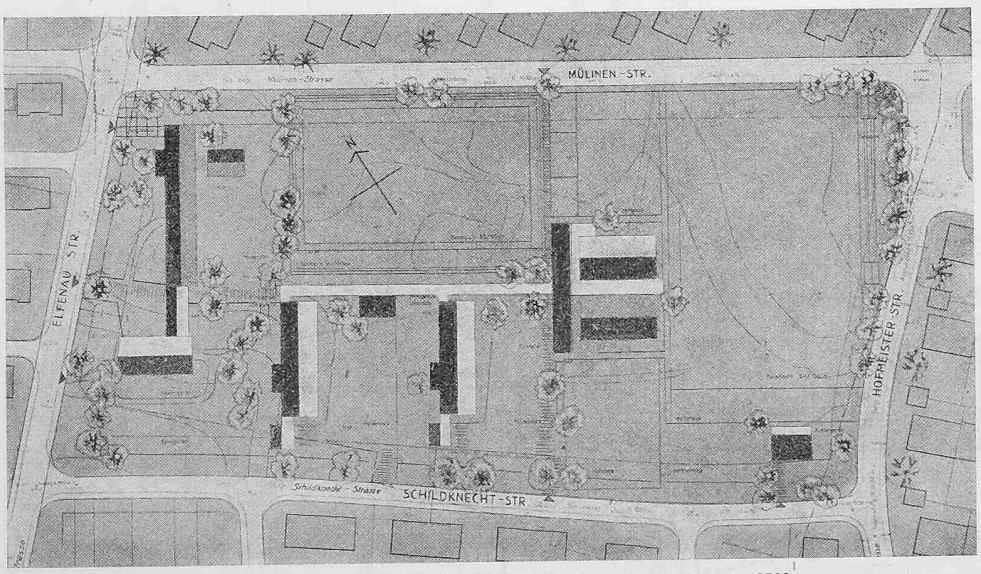
Jede Anlehnung oder Angleichung an die fünfgeschossige Wohnbebauung längs der Mülinenstrasse wirkt ungünstig. Die Gebäuderichtung sowie die Längen und Höhen der Schulbauten werden deshalb mit Vorteil anders gewählt. Am besten wirkt eine Trennung durch einen unbebauten Streifen, welcher Pausen- und Turnplätze aufnehmen kann.

Die Bauanlage darf nach keiner Seite abschliessende Riegel bilden; erwünscht sind offene Höfe und Aussenräume, die untereinander in gutem Zusammenhang stehen.

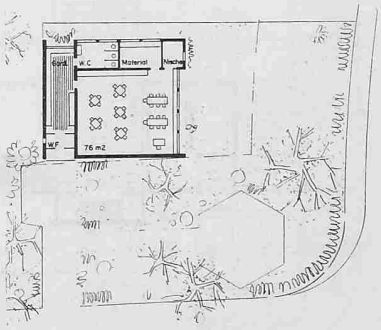
Die Turnhallen, Turn- und Rasenspielplätze sind aus schulbetriebstechnischen Gründen möglichst zusammenzufassen.

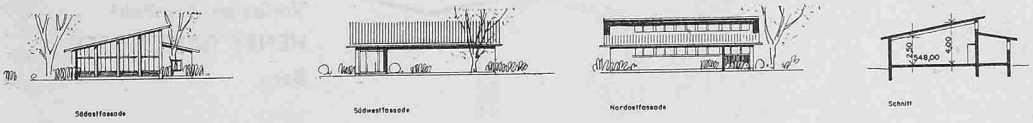
Nach reiflichem Abwägen der Vorzüge und Nachteile der einzelnen Projekte beschliesst das Preisgericht einstimmig, folgende Rangordnung aufzustellen (siehe SBZ 1951, Nr. 17, S. 243).

Hinsichtlich des weiteren Vorgehens beschliesst das Preisgericht einstimmig, der ausschreibenden Behörde zu empfehlen, für die weitere Bearbeitung der ersten Bauetappe mit dem Verfasser des



1. Preis, Entwurf Nr. 26, Verfasser Arch. H. DAXELHOFER. — Lageplan 1 : 2500





Kindergarten, Grundriss und Fassaden 1 : 700