

# Fugenlose Betonstrassen

Autor(en): **Bächtold, Jakob**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **88 (1970)**

Heft 42

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84641>

## **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.

# Fugenlose Betonstrassen

Von Nationalrat J. Bächtold, dipl. Ing. ETH, Bern

DK 625.843

## 1. Einleitung

Die Schienenstösse der Bahngeleise und die Querfugen der Betonstrassen sind bezüglich Fahrkomfort und dynamischer Materialbeanspruchung gleicherweise unerwünscht. Während man die ersteren durch Schienenschweissung mehr und mehr ausschaltet, wagt man es hierzulande, abgesehen von einigen Versuchsstrecken, kaum, auf die Unterteilung einer Betonfahrbahn in einzelne Platten zu verzichten. Erwärmung und Abkühlung der Stahlschienen können bei Behinderung der Längsbewegungen Eigenspannungen bis gegen 1000 kg/cm<sup>2</sup> zur Folge haben. Ohne genügende Querfixierung besteht daher bei hohen Temperaturen die Gefahr des seitlichen Ausknickens. Versuchsstrecken haben jedoch gezeigt, dass die Schwellen genügend Widerstand gegen das Knicken leisten.

In Betonbelägen ohne Fugen besteht weder Knick- noch Beulgefahr wegen des grossen Eigengewichts und vor allem aber, weil der Schwindvorgang zuerst Zugspannungen erzeugt, die durch die Druckspannungen infolge Erwärmung kaum kompensiert werden können. Wenn sich Abkühlung und Schwinden überlagern, entstehen hingegen Zugspannungen, die grösser sind als die Betonzugfestigkeit.

*Um klaffende Risse zu vermeiden, ist daher eine zweckmässige Armierung anzuordnen.*

In den Jahrgängen 1939, 1941, 1950 der Schweizerischen Bauzeitung hat sich der Verfasser in drei Aufsätzen mit dem Problem der Rissbildung im Eisenbeton auseinandergesetzt [1, 2, 3]. Aufgrund von Versuchen, Beobachtungen und theoretischen Überlegungen wurde gezeigt, dass es unter Ausnutzung der Zugfestigkeit und Dehnungsfähigkeit des Betons, unterstützt durch eine richtige Armierung, möglich ist, in dem auf Zug beanspruchten Eisenbeton klaffende und demzufolge schädliche Risse zu vermeiden. Jene vor 30 Jahren erzielten Ergebnisse wurden in neuerer Zeit durch Versuche in der EMPA, im Otto-Graf-Institut in Stuttgart und in Dortmund, ferner durch Berichte von Prof. Dr. A. Voellmy und Dr.-Ing. R. Walther (Stuttgart) bestätigt. Die erwähnten Veröffentlichungen und Berichte kommen zum Schluss, dass im gezogenen Eisenbeton Risse um so zahlreicher und damit um so feiner werden, je mehr die Armierung aufgelöst wird. Es ist ferner erwiesen, dass feine Risse nicht bis zu den Stahleinlagen vordringen. Diese Tatsache ist damit zu erklären, dass die Zementhaut um die Armierung und der unmittelbar umgebende Beton wesentlich grössere Dehnungen mitmachen können als der unarmierte, ohne dass der Verbund zerstört wird. Während Qualitätsbeton Dehnungen von höchstens 0,15‰ ertragen kann, wurden unmittelbar um den Stahl herum solche bis 4‰ und in 2 cm Distanz von der Stahloberfläche noch etwa 0,3‰ gemessen (Bild 1). Das heisst, dass bei einem Abstand der Armierungsstäbe von 4 cm und einer Betonüberdeckung von 2 cm Dehnungen und entsprechende Zugspannungen vom doppelten Wert der Dehnungsfähigkeit des neuen Betons ohne sichtbare Risse möglich sind.

In dem bereits erwähnten Aufsatz in der Schweizerischen Bauzeitung vom 20. Mai 1939 wurden auch Formeln für die Ermittlung der zu erwartenden Rissdistanz und der Rissweite (Öffnung) abgeleitet, die zu Resultaten führten, die durch die Versuche und die Erfahrung bestätigt worden sind. Die Risse stellen sich in bestimmten Abständen ein, die abhängig sind vom Betonquerschnitt, der beim Rissvorgang Kräfte auf die Stahleinlagen überträgt, wie von den Haftkräften, d.h. von der Stahloberfläche und der Haftfestigkeit.

Die Formel für die Rissdistanz im gezogenen Eisenbeton lautet:

$$(1) \quad l = \frac{2 F_b \cdot \beta_{bz}}{\tau_b \cdot U_e}, \text{ worin bedeuten}$$

$\beta_{bz}$  = Zugfestigkeit des Betons

$F_b$  = Massgebender Betonquerschnitt

$\tau_b$  = Haftfestigkeit des Betons

$U_e$  = Haftfläche (Stahloberfläche pro cm Stablänge)

Bei profiliertem Stahl kann die Haftfestigkeit der Schub- und ungefähr der Betonzugfestigkeit gleichgesetzt werden. Die Formel vereinfacht sich dabei wie folgt:

$$(1a) \quad l = \frac{2 F_b}{U_e}$$

Für den frei deformierbaren Stab lautet die Formel zur Berechnung der Rissweite (Rissbreite oder Rissöffnung):

$$(2) \quad \delta = \left[ \frac{\sigma_{e \max} + \sigma_{e \min}}{E_e} - \frac{\beta_{bz}}{E_{bz}} \right] \cdot \frac{l}{2} = \frac{l}{E_e} \left[ \sigma_{em} - \frac{n \beta_{bz}}{2} \right]$$

Als induzierte Stahlspannung, vom Schrumpfen des Betons herrührend, ergibt sich

$$(3) \quad \sigma'_{ez} = \sigma'_{ed} = \frac{1}{2} \frac{\beta_{bz}}{F_e} F_b, \text{ somit}$$

$$(4) \quad \begin{aligned} \sigma_{e \max} &= \sigma_e + \sigma'_e \\ \sigma_{e \min} &= \sigma_e - \sigma'_e \quad (\text{vgl. Bild 2}) \end{aligned}$$

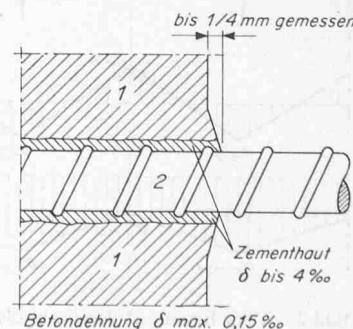


Bild 1. Verschiebung zwischen Stahl und Beton

### Beispiel

Platte:  $d = 20$  cm

$F_e = 5 \varnothing 20$  (profiliert)

$\mu = 0,85\%$

$\sigma_e = 3000$  kg/cm<sup>2</sup> (Annahme)

$F_b = 10 \cdot 20 = 200$  cm<sup>2</sup> (nur Zugzone, d. h. halber Betonquerschnitt massgebend)

$F_e = 3,14$  cm<sup>2</sup>

$U_e = 6,28$  cm

$\beta_{bz} = 60$  kg/cm<sup>2</sup>

$n = 10$

Rissdistanz  $l = \frac{2 \cdot 200}{6,28} = 64$  cm

Rissweite  $\delta = \frac{64}{2 \cdot 10^6} \left[ 3000 - \frac{10 \cdot 60}{2} \right] = 0,86$  mm

Bei einer Armierung von  $25 \varnothing 8$  mm ( $\mu = 0,65\%$ ), d. h. bei enger Armierung, und  $\sigma_e = 4000$  kg/cm<sup>2</sup> ergibt sich

$l = \frac{2 \cdot 4 \cdot 10}{2,5} = 32$  cm und  $\delta = \frac{32}{2 \cdot 10^6} \cdot 3700 = 0,59$  mm,

d. h., dass trotz höherer Stahlspannung die Risse um 1/3 kleiner werden. Wird zudem noch berücksichtigt, dass bei der gewählten Armierung die Dehnbarkeit des Betons verdoppelt ist, so folgt daraus, dass die Risse nicht klaffen.

### 2. Fugenlose Betonbeläge

Wir legen unseren Betrachtungen eine unendlich lange, aber schmale Platte von höchstens 3 bis 4 m Breite zugrunde. Der Unterschied gegenüber dem frei deformierbaren Stab besteht hauptsächlich darin, dass die Länge sich nicht ändern kann. Infolge einer Temperaturabnahme von  $\Delta t$  entstehen im Stahl wie im Beton (vor der Rissbildung) Spannungen von  $\Delta t \cdot \alpha_t \cdot E_e$  bzw.  $\Delta t \cdot \alpha_t \cdot E_b$  entsprechend der Dehnung  $\lambda_t$ . Überlagern sich Schwinden ( $\lambda_s$ ) und Abkühlung ( $\lambda_t$ ), so entstehen Zugspannungen, die weit über der Zugfestigkeit des Betons liegen. Ohne die Haftfestigkeit zwischen Beton und Stahl würde sich jener durch Rissbildung in Abschnitte aufteilen, wobei die Summe der Rissweiten, auf die Länge  $L$  bezogen,  $(\lambda_t + \lambda_s) \cdot L$  betragen würde. Nun wird aber der Beton durch die Haftung gezwungen, eine gewisse Dehnung bis zu einem Maximum entsprechend der Dehnungsfähigkeit bzw. Zugfestigkeit zu erzeugen, die seine Verkürzung reduziert. Die Betonzugspannung wird somit in der Mitte zwischen zwei Rissen gleich der Betonzugfestigkeit und im Rissquerschnitt gleich null sein. Die Rissdistanz lässt sich nach der vorher aufgeführten Formel (Schweiz. Bauzeitung 1939)

berechnen zu  $l = \frac{2 F_b}{U_e}$ , wobei  $F_b = \frac{a \cdot d}{2}$  oder  $a \cdot d$ , je nach-

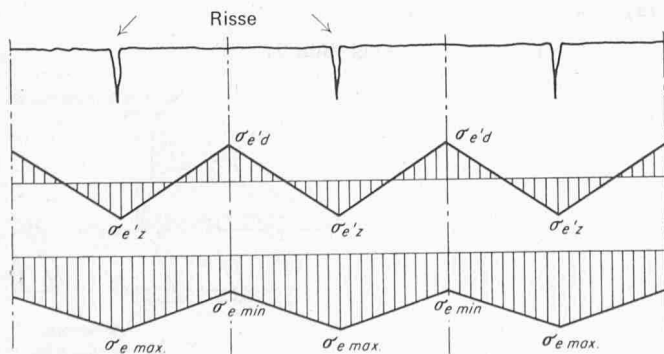


Bild 2. Vom Beton auf den Stahl übertragene Spannungen  $\sigma'_e$

dem die Armierung nahe der Oberfläche oder in Querschnittsmitte liegt ( $a =$  Eisenabstand). Im Rissquerschnitt wird die infolge Temperaturabnahme und Verkehrsbelastung durchgehend vorhandene Stahlspannung  $\sigma_e$  um die induzierte Spannung aus der Behinderung der Betonverkürzung vergrößert ( $\sigma'_{ez}$ ) und in der Mitte zwischen zwei Rissen verkleinert ( $\sigma'_{ed}$ ) gemäss Bild 2, wobei:

$$(5) \quad \sigma'_{ez} = \sigma'_{ed} = \frac{\beta_{bz} \cdot F_b}{2 F_e}$$

Die Rissweite ergibt sich zu

$$(6) \quad \delta = \left[ \lambda_{t,s} - \frac{\beta_{bz}}{2 E_b} \right] \cdot l, \text{ oder vereinfacht ausgedrückt:}$$

totale Verkürzung des Betons infolge Abkühlung und Schwinden, abzüglich halbe Betondehnbarkeit auf die Rissdistanz. Die Rissgrösse hängt somit direkt von der Rissdistanz ab. Es muss daher angestrebt werden, die Rissdistanz so klein als möglich zu halten. Dies gelingt bei maximaler Haftfestigkeit (profilierter Stahl) durch Erzielung eines möglichst kleinen Verhältnisses des wirksamen Betonquerschnittes zur Stahloberfläche.

### 3. Praktische Beispiele

#### a) Bremgarten

Während in den Vereinigten Staaten bereits Tausende von Kilometern fugenlose Betonstrassen erstellt worden sind, zögert man bei uns, wie bereits gesagt, vom Fugenprinzip abzugehen. Es muss geradezu als Pioniertat bezeichnet werden, dass der Bund es wagte, im Jahre 1964 die 1200 m lange Zufahrtstrasse zur neuen Kaserne bei Bremgarten (AG) als fugenlose Betonstrasse auszuführen. Der Versuch ist nicht befriedigend ausgefallen, was bei einer erstmaligen Ausführung nicht erstaunen darf. Mit Hilfe der vorstehenden Überlegungen sei nachzuweisen versucht, dass mit dem gleichen Aufwand bei einer andern Lage und Verteilung der Armierung ein besseres Ergebnis hätte erreicht werden können:

Die 18 cm starke Betonplatte (Unterbeton 9 cm P 250, Oberbeton 9 cm P 300) enthält in der neutralen Zone eine Armierung von  $\varnothing 12$  alle 15 cm ( $\mu = 0,42\%$ ). Nach unserer Formel ergibt sich eine Rissdistanz  $l = \frac{2 \cdot 15 \cdot 18}{3,8} = 1,42$  m.

Bei nicht profilierem Rundstahl (kleinere Haftfestigkeit) müsste sogar mit  $l = 2,84$  m gerechnet werden. Das gibt eine Rissweite von  $l \cdot \{0,45 + 0,35 - 0,1\} = 1,0$  bzw. 2,0 mm. Klaffende Risse sind also bei der gewählten Armierung unvermeidlich. Die Stahlspannung in den Rissquerschnitten müsste theoretisch folgenden Wert erreichen:

$$\frac{\beta_{bz} \cdot F_b}{2 \cdot F_e} = \frac{60 \cdot 15 \cdot 18}{2 \cdot 1,13} = 7200 \text{ kg/cm}^2$$

zuzüglich Eigenspannungen

im Stahl infolge Abkühlung  $0,45 \cdot 2 \cdot 10^3 = 900$  kg/cm<sup>2</sup>

zuzüglich Stahlbeanspruchung

infolge Verkehrslast

$$2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{total } 10300 \text{ kg/cm}^2$$

Die Stahleinlage wird somit im ungünstigsten Fall weit über die Streckgrenze hinaus beansprucht sein, was zu noch grösseren Rissen führt. Der Verbund Stahl-Beton wird vorher schon gelockert.

*Bessere Lage und Verteilung der Armierung:*

z. B. Unterbeton P 250 13 cm; Oberbeton P 350 5 cm; Armierung  $\varnothing 6$  mm,  $a = 5$  cm stark profiliert ( $\mu = 0,31\%$ ) auf Unterbeton gelegt.

$$\text{Rissdistanz } l = \frac{2 \cdot 5 \cdot 18}{1,9} = 94 \text{ cm:}$$

$$\text{Rissweite } \delta = \frac{0,7 \cdot 94}{1000} = 0,68 \text{ mm}$$

Unter Berücksichtigung des Umstandes, dass bei diesem geringen Eisenabstand der Beton zu grösserer Dehnung fähig ist, würden somit bei dieser Armierung trotz 30% geringerem Armierungsgehalt keine klaffenden Risse entstehen.

Die maximalen Stahlspannungen:  $\frac{60 \cdot 5 \cdot 9}{2 \cdot 0,28} = 5000 \text{ kg/cm}^2$   
 betragen vergleichsweise zu oben

infolge Abkühlung	900 kg/cm <sup>2</sup>
infolge Verkehrslast	1800 kg/cm <sup>2</sup>
	<u>7700 kg/cm<sup>2</sup></u>

Die Armierung müsste jedoch aus Coppia-Stahl 5000 oder Stahl gleicher Qualität bestehen, damit die Streckgrenze nicht überschritten wird.

#### b) Hunzenschwil

Ende 1965 erstellte die Betonstrassen AG Wildegg die Zufahrtstrasse zu ihrem Werkhof bei Hunzenschwil als Versuchsobjekt für fugenlose Betonstrassen. Die eine Längshälfte des ca. 350 m langen Objektes wurde auf 150 m, die andere Hälfte auf 65 m ohne Querfugen ausgeführt. Die restlichen Stücke erhielten alle 3 m einen oberen Einschnitt bis auf die Armierung hinab mit Hilfe einbetonierter stehender Plastikstreifen. Diese Schwächung des Oberbetons genügte, um in Abständen von 3 m feine, schnurgerade Risse zu erzwingen. Die fugenlosen Strecken wiesen bald einige sehr feine Risse auf, die im Verlauf der vergangenen vier Jahre teils wieder verschwanden und teils in der kalten Jahreszeit als Haarrisse sichtbar sind. Solche Risse von max. 0,5 mm Öffnung können als vollkommen unschädlich bezeichnet werden. Unsere Rechnung gibt für diesen Betonbelag folgende Resultate:

Unterbeton P 250  $d = 13 \text{ cm}$

Oberbeton P 350  $d = 6 \text{ cm}$

Armierung: Coppia-Netze (als Walzen angeliefert) längs  $\varnothing$  4,3 mm (auf Unterbeton gelegt);

$$F_e = 0,29 \text{ cm}^2 (\mu = 0,387\%) \quad a = 4,1 \text{ cm}$$

$$U_e = 2,7 \text{ cm (umschriebener Kreis)}$$

$$F_b = \text{halber Betonquerschnitt (Zugzone)}$$

$$\text{Rissdistanz } l = \frac{2 \cdot 39}{2,7} = 29 \text{ cm}$$

$$\text{Rissweite } \delta = \frac{1}{1000} (0,65 - 0,15) \cdot 290 = 0,14 \text{ mm}$$

(bei kühlem Wetter betoniert; Annahme  $\lambda_t = 30^\circ\text{C}$ ,  $\lambda_s = 35^\circ\text{C}$  entsprechend).

Normalerweise müssen also sehr feine Haarrisse entstehen, die bei warmem Wetter sich schliessen. Durch Unregelmässigkeiten und auch durch die Verbindungsdübel zwischen beiden Längshälften können verschiedene Rissdistanzen und daher auch etwas grössere Risse entstehen. Die Stahlspannung im Rissquerschnitt berechnet sich zu 6400 kg/cm<sup>2</sup> (also Coppia-Stahl 5000 genügend). Der Belag hat sich bewährt. Einige Haarrisse sind ohne Bedeutung.

#### c) Malters

Der Kanton Luzern liess im Herbst 1967 in der Umfahrungsstrasse Malters eine 700 m lange Strecke als fugenlose Betonstrasse erstellen. Die Breite beträgt  $2 \cdot 5,25 \text{ m}$ , der Aufbau des Belages besteht aus einem 12 cm starken Unterbeton

P 250 und einem 6 cm starken Oberbeton P 350. Der Unterbeton enthält eine Randarmierung  $\varnothing 12 \text{ mm}$  und der Oberbeton eine Längsarmierung. Theoretisch würde sich nach unserer Rechnung eine Rissdistanz von 55 cm, eine Rissweite von maximal 0,3 mm und ein  $\sigma_{e \max}$  im Rissquerschnitt von 4700 kg/cm<sup>2</sup> ergeben. Die Schwächung im Belag alle 3 m erzwingt dort eine Konzentration der Rissbildung, so dass dazwischen keine sichtbaren Risse mehr entstehen konnten. Der Belag hat sich bewährt.

#### d) Sedrun und Zeglingen

Diese beiden durchgehend armierten fugenlosen Strecken können zum Vergleich der Bewährung kaum herangezogen werden, weil die eine aus einem sehr schmalen ( $2 \cdot 1,75 \text{ m}$ ) und dünnen ( $2 \cdot 5 \text{ cm}$ ), auf Fels betonierten, die andere aus einem unregelmässig dicken (10–20 cm), auf unregelmässiger, z.T. stabilisierter Unterlage betonierten Belag besteht.

#### e) Allmend Thun

Im Zusammenhang mit dem Bau der Nationalstrasse N 6 Bern–Spiez, welche die Thuner Allmend in einem offen erstellten Tunnel quert, musste die Panzerpiste auf einer Strecke von 75 m neu betoniert werden. Nach den ungünstigen Erfahrungen mit den Querfugen, die von den Panzerraupen immer wieder beschädigt werden, und auf Wunsch des Stahlvertreters, entschlossen wir uns, die neue Strecke mit einem fugenlosen Betonbelag zu versehen. Es wurden folgende Abmessungen gewählt:

Breite der Piste  $2 \cdot 3 \text{ m}$

Unterbeton P 250 10 cm

Oberbeton P 350 8–12 cm (Dachprofil)

Armierung längs, Coppia-Stahl  $\varnothing 6 \text{ mm}$ ,  $a = 4 \text{ cm}$  ( $\mu = 0,32\%$ ), grösste theoretische Rissdistanz  $l = 46 \text{ cm}$ ,

Rissweite  $\delta = 0,20 \text{ mm}$

$\sigma_{e \max} = 6400 \text{ kg/cm}^2$  (bei tiefer Temp. betoniert)

Aufgrund dieser theoretischen Näherungsrechnung wären selbst im Winter kaum sichtbare Haarrisse zu erwarten. Tatsächlich konnten weder im ersten noch im zweiten Winter Risse beobachtet werden. *Die Panzerpiste hat sich trotz ausserordentlich starker Beanspruchung seit 2½ Jahren ausgezeichnet verhalten.*

#### Schlussfolgerungen

Die Versuchsergebnisse mit fugenlosen Belägen wie auch frühere Erfahrungen mit der Bekämpfung von schädlichen Risserscheinungen in Eisenbetonbauten lassen sich in knappen Richtlinien zusammenfassen:

- Ein Belag, bestehend aus einem Unterbeton P 250 von etwa 12 cm Stärke und 6 cm Oberbeton P 350, kann als wirtschaftlich und technologisch optimal bezeichnet werden, sofern der Unterbau genügend tragfähig ist und einen  $M_e$ -Wert von ungefähr 1000 kg/cm<sup>2</sup> aufweist.
- Durch geeignete Granulierung und Splittzusatz kann ein zugfesterer Beton hergestellt werden.
- Kleine Armierungsabstände vermögen den Beton zu höherer Dehnbarkeit zu zwingen und verkleinern die Rissabstände und Rissweiten.
- In den Rissquerschnitten können als Folge der Schrumpfspannungen des Betons, der Temperaturabnahme und Verkehrslast die Stahlspannungen in normalen Stahldrahtnetzen ( $\mu \sim 0,5\%$ ) bis auf 6000 kg/cm<sup>2</sup> ansteigen.
- Eine hohe Streckgrenze des Stahls (6000 kg/cm<sup>2</sup> und mehr), verbunden mit Stababständen und Betonüberdeckung von höchstens 5 cm, garantiert selbst bei einem Armierungsgehalt  $\mu$  von 0,35 bis 0,4% einen praktisch rissfreien Beton, der auf lange Zeit keinen Unterhalt erfordert, sofern der Beton nach allen Regeln der Betontechnologie erstellt wird.

- Coppia-Stahl 5000 ( $\varnothing$  6 mm alle 4 cm) erfüllte in den Versuchsstrecken die vorstehenden Bedingungen. Er lässt sich, in Walzen angeliefert und auf den Unterbeton abgerollt, mit einem minimalen Arbeitsaufwand verlegen.
- Je weniger die Temperatur des Betons im Zeitpunkt der Betonierung  $10^{\circ}\text{C}$  überschreitet, um so kleiner werden die Risse ausfallen, und um so besser wird die Qualität des Betons sein, sofern die Nachbehandlung (feucht und kühl halten, Schutz vor Frost und Sonnenbestrahlung) sorgfältig erfolgt.
- Die Versuchsstrecken lassen deutlich erkennen, dass Beläge, die im Sommer betoniert wurden, stärker reissen als solche, die im Spätherbst oder im frühen Frühling erstellt wurden (Beispiel: Bremgarten im Sommer betoniert, Hunzenschwil und Thun im Spätherbst bzw. anfangs Winter). Muss im Sommer betoniert werden, so ist ein Kühlhalten (evtl. mit Eiszusatz) während des Betonierens und während längerer Nachbehandlung unerlässlich.
- Bis zu 3 m Breite wäre theoretisch eine Querarmierung nicht erforderlich. Es empfiehlt sich aber trotzdem eine solche (ca.  $\frac{1}{8}$  der Hauptarmierung) vorzusehen.

- Die übliche Verbindung der Plattenlängsstreifen mittels Bolzen ist ungünstig, weil sie zur Auslösung von Querrissen beitragen kann. Besser wären ein leichtes Armierungsnetz, das übergreift, oder eine Schwalbenschwanzverbindung im Beton zur Verhinderung von relativen Vertikalverschiebungen in der Längsfuge.
- Durch Wegfall der Querfugen (und eigentlicher Längsfugen) lassen sich erhebliche Ersparnisse an Herstellungs- und Unterhaltskosten erzielen und der Fahrkomfort erhöhen.

*Fugenlose Betonstrassen können, wenn vorstehende Richtlinien beachtet werden, bedenkenlos empfohlen werden.*

#### Literaturverzeichnis

- [1] Bächtold, J.: Ursachen und Bedeutung der Rissbildung an Eisenbeton-Tragwerken. «Schweiz. Bauzeitung» Bd. 113 (1939), S. 239 ff.
- [2] Bächtold, J.: Brücken aus einbetonierten Stahlträgern. «Schweiz. Bauzeitung» Bd. 116 (1940), S. 230 ff.
- [3] Bächtold, J.: Die Rissicherheit des Eisenbetons, eine Forderung des Tief- und Wasserbaues. «Schweiz. Bauzeitung» 68 (1950), S. 415 ff.

Adresse des Verfassers: Jakob Bächtold, dipl. Ing., 3006 Bern, Giacomettistrasse 15.

## Wettbewerb Schule und Heim für hör- und sprachgeschädigte Kinder in Ebikon

DK 727.1:376.35

### Stiftung «Gehörgeschädigtenheim Luzern»

Der Regierungsrat des Kantons Luzern und der Zentralschweizerische Fürsorgeverein für Taubstumme haben am 14. Dezember 1966 die Stiftung «Gehörgeschädigtenheim Luzern» errichtet. Die Stiftung bezweckt den Bau und die Führung eines Heimes für die Erziehung, Bildung und Schulung hör- und sprachgeschädigter Kinder. Ihr obliegen insbesondere die sprachheilpädagogische Früherfassung der Klein- und vorschulpflichtigen Kinder und die Beratung ihrer Eltern (Home-Training), die Führung eines Kindergartens und der notwendigen Klassen zur Erfüllung der obligatorischen Schulpflicht, die Betreuung und Weiterbildung der Schulentlassenen sowie die berufliche, soziale und kulturelle Eingliederung der Jugendlichen in die menschliche Gesellschaft.

Das neue Heim wird den hörgeschädigten Kindern offen stehen, die zurzeit in den kantonalen Sonderschulen in Hohenrain unterrichtet werden. Dazu werden auch sprachgebrechliche Kinder Aufnahme finden. Durch die Angliederung einer Abteilung für Sprachgebrechliche kann eine im Raum Luzern und in der übrigen Inner-schweiz schon längst schmerzlich empfundene Lücke der Sonderschulung geschlossen werden.

Im Einzugsbereich des Heimes leben rd. 200 sonderschulbedürftige hör- und sprachgeschädigte Kinder, von denen ein Viertel bis ein Drittel die

Schule als Externe besuchen werden können.

Der Bedarf an Schulen und Heimen für behinderte Kinder und Jugendliche nimmt grösseres Ausmass an. Dies erweisen gegenwärtig auch mehrere innerschweizerische Projektierungen (Wettbewerbe). Für das Sprach- und Gehörgeschädigtenheim in Ebikon wurden Wettbewerbsgrundlagen geschaffen, die heutigen Erkenntnissen entsprechen. Die folgende Übersicht dient zur Unterscheidung der verschiedenen Behinderungsarten und entsprechenden heilpädagogischen Massnahmen. Daraus erklären sich auch gewisse baulich-organisatorische Erfordernisse in der Aufgabenstellung und mithin auch die Konzeptionen der drei aus dem Wettbewerbsverfahren weiterbearbeiteten und in dieser Ausgabe publizierten Projekte.

### Das hör- und sprachgeschädigte Kind

Bei den Kindern, die in das Hör- und Sprachgeschädigtenheim eintreten, handelt es sich um Knaben und Mädchen, die gemeinsam in der Sprachentwicklung behindert sind. Die Ursache der Behinderung ist aber ganz verschieden.

Beim hörgeschädigten Kind handelt es sich um Taubstumme und Schwerhörige. Die Ursache liegt in einer Schädigung des Gehirns. Diese kann total oder nur teilweise sein. Hört das Kind bei Geburt nicht oder verliert es im Verlaufe der ersten drei Lebensjahre das Gehör, so bleibt es stumm

oder verliert die Sprache wieder. Es lernt nicht sprechen, und damit kommt es auch nicht zur Lautsprache. Ihm müssen Sprechen und Sprache über den Gesichtssinn (Ablesen) methodisch angelehrt werden. Beim schwerhörigen Kind hingegen ist das Gehör nur teilweise geschädigt. Sprechen und Sprache entwickeln sich, allerdings nur lückenhaft, rudimentär. Es braucht bei starker Schwerhörigkeit auch eine Sonderschulung. Das Gemeinsame der Taubstummen und Schwerhörigen liegt also wegen der Schädigung des Gehörs in der nicht eintretenden oder verzögerten Sprachentwicklung. Nach der durchlaufenen Schulung (Kindergarten zehn Jahre Schule) wird der Schwerhörige imstande sein, den Zusammenhang ihm bekannter Sprache durch das Ohr zu erfassen. Der Taubstumme, der nach der Schulung als gehörlos bezeichnet wird, kann die Sprache aber nur über das Mundbild, das Ablesen, aufnehmen.

Beim taubstummen (die Taubheit ist nur in wenigen Fällen total) wie beim schwerhörigen Kind muss versucht werden, eine Schall- und Hörwelt aufzubauen. Dank der Technik, die auf dem Gebiet der Hörmittel seit dem Zweiten Weltkrieg sehr grosse Fortschritte gemacht und den Taubstummen- und Schwerhörigenschulen Vielhöranlagen, Einzel- und Gruppentrainer und Hörgeräte zur Verfügung gestellt hat, werden heute die vorhandenen Hörreste ausgenützt. Das ist bei drei Vierteln der Kinder möglich. Ge-