

**Zeitschrift:** Schweizer Ingenieur und Architekt  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 99 (1981)  
**Heft:** 46: Ausbau der Bahnanlagen in Olten 1975-1981

**Artikel:** Spannungs- und Deformationsmessungen im Unter- und Oberbau des neuen Gleises Rothrist-Olten  
**Autor:** Schmutz, Gerhard  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-74604>

### **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>**

Um die geforderte Tragfähigkeit, d. h. einen  $M_E$ -Wert von  $600 \text{ kg/cm}^2$  auf OK Planum bzw.  $1000 \text{ kg/cm}^2$  auf OK Fundations-Schicht zu erreichen, war ein Materialersatz vorgesehen. Die Silt-schicht hätte bis auf eine Tiefe von 100 bis 120 cm (Beginn von Kies/Block-schicht) entfernt und durch tragfähiges Material, z. B. Tunnelausbruch, ersetzt werden sollen.

Einige Zeit vor dem geplanten Beginn dieser Arbeiten zeigte es sich aber, dass der Tagesanfall an Tunnelausbruch und ein gleichzeitiges Aushubangebot der Region zu gering waren. Zumindest für eine Teilstrecke war deshalb eine andere Baumethode gesucht. Im Vordergrund stand ein schon im Nationalstrassenbau angewendetes *Umlagerungs-Kalk-Stabilisierungs-Verfahren*.

Unter Beizug der Beratungsstelle für Bodenstabilisierungen der Betonstrassen-AG, Wildeg, wurde untersucht, mit welchem *Bindemittel-Aufwand* das anstehende Material stabilisiert werden könnte; ferner, mit welchem Schichtaufbau die geforderten Tragfähigkeitswerte erreicht werden könnten. Der ausgearbeitete Vorschlag ist in Bild 5 dargestellt und sieht folgendes vor:

Ersatz des siltigen Materials auf eine Tiefe von 65 cm unter UK Bahnschotter durch

- 40 cm kalkstabilisiertes Siltmaterial (Untergrundverbesserung)
- 25 cm mit  $80 \text{ kg/m}^3$  zementstabilisier-

ierten Kiessand III (Fundations-schicht)

- Bitumen-Oberflächenbehandlung als Verdunstungsschutz

Angesichts der fehlenden, guten Schüttmaterialien, aber auch, um das Bauprogramm einhalten zu können, wurde der Vorschlag zur Ausführung freigegeben.

Die Kalkstabilisierung des austretenden Siltmaterials erfolgte in einem Umlagerungsverfahren (Bild 6). Der Einbau der zementstabilisierten Fundationsschicht erfolgte nachher in grösseren Etappen (Bild 7). Die beschriebene Baumethode wurde auf etwa 750 m Länge ausgeführt. Bei weiteren 250 m ist anstelle der kalkstabilisierten Schicht *Tunnelausbruchmaterial* eingebaut.

Die erreichte *Tragfähigkeit* wurde anschliessend *eingehend geprüft*:

- Die Betonstrassen-AG, Wildeg, erhob statische Deflektionen, k-Werte und CBR-Werte
- Das Institut für Strassen- und Eisenbahnbau der ETH Zürich führte dynamische Deflektionsmessungen durch.

Alle Messungen zeigten, dass:

- die erreichten Tragfähigkeitswerte höher liegen als die geforderten
- bereits eine Schicht von 30 cm die  $M_E$ -Werte der Unterlage um einen Faktor 10 erhöht
- sich trotz der hohen Tragfähigkeitswerte die Inhomogenitäten im Untergrund noch bemerkbar machen.

## Die rückverankerte Stützwand Enge

Südlich der Aare-Überquerung beim Kessloch erforderten die engen Platzverhältnisse zwischen Talhang und Aare einen massiven Erdschnitt. Die schon vorher durchgeführten Bodenuntersuchungen zeigten, dass der bis 7 m tiefe Einschnitt in 5 bis 6 m mächtigen *Gehängeschutt* ausgeführt werden muss. Für die Abstützung des oberhalb liegenden Materials war vorgesehen, eine rückverankerte Stützwand im Schlitzverfahren zu erstellen. Einem Unternahmervorschlag folgend wurde jedoch eine in zwei Lagen rückverankerte Bohrpfehlwand erstellt.

Für die rechtzeitige Wahrnehmung von Rutsch oder Kriechbewegungen im Hang, vor allem während der Bauarbeiten, waren Digitilt-Messsonden bis zu 18 m Tiefe sowie eine Anzahl Oberflächen-Messpunkte vorhanden. Eine gefährliche Bewegung blieb aus.

Das Verhalten der Stützwand wird weiterhin kontrolliert. So kann die Beanspruchung der bleibenden Felsanker an Messdosen jederzeit abgelesen werden, und die hinter den Verkleidungsplatten montierten Pendel zeigen eine allfällige Verdrehung der Mauer an.

Adresse des Verfassers: A. Jedelhauser, dipl. Bauing. ETH, c/o Ingenieurbüro Holinger AG, 4410 Liestal.

## Spannungs- und Deformationsmessungen im Unter- und Oberbau des neuen Gleises Rothrist-Olten

Von Gerhard Schmutz, Bern

### Messprogramm und Messstellen

Die im Ober- und Unterbau infolge Verkehrslast erzeugten Vertikalspannungen sind u. a. von der Steifigkeit der einzelnen Tragschichten und des Untergrundes abhängig, wobei bei *hoher Steifigkeit auch hohe Spannungen* entstehen. Da auf der Ruttigerlinie sowohl Kiessand als auch Zementstabilisierung als Unterbau verwendet wurde, ergab sich die günstige Gelegenheit, das Verhalten eines neuen Gleises mit unterschiedlichem Aufbau des Unterbaus,

aber *gleicher Verkehrslast*, zu beobachten und die Beanspruchung zu messen. Im August 1980 wurde eine Messstelle im *Kiessandbereich* und eine im *zementstabilisierten Bereich* im gleichen Gleis eingerichtet, wobei je acht Druckdosen eingebaut wurden.

Der *Aufbau der Messstelle* im zementstabilisierten Abschnitt ist aus Bild 1 ersichtlich. Die andere Messstelle weist leicht verschiedene Schichtdicken auf, wurde im übrigen aber analog aufgebaut. Bild 2 zeigt drei Dosen, die unmittelbar unter das Schotterbett verlegt

wurden. Mit dem Einbau der Dosen wurde das Aushubmaterial sukzessive wieder eingefüllt, wobei das Wiedererreichen der beim Aushub gemessenen Lagerungsdichte mit einer Isotopensonde beim Einbau laufend überprüft wurde.

Die Zementstabilisierung wurde mit dem ursprünglichen Kiessandmaterial und demselben Wasserzementfaktor wieder hergestellt. Als Dosen wurden hydraulische Druckgeber verwendet, wobei mit Hilfe des angebauten «Transducers» nach entsprechender Eichung auch eine dynamische Messung bei Zugsdurchfahrten ermöglicht wird. Bild 3 zeigt den Messkasten mit den elektrischen und hydraulischen Anschlüssen. Zusätzlich zu den Drücken wurde die Einsenkung der Schwellen gemessen. Bild 4 zeigt das wieder hergestellte Gleis mit den Messpunkten für die Messung der Schwelleneinsenkungen.

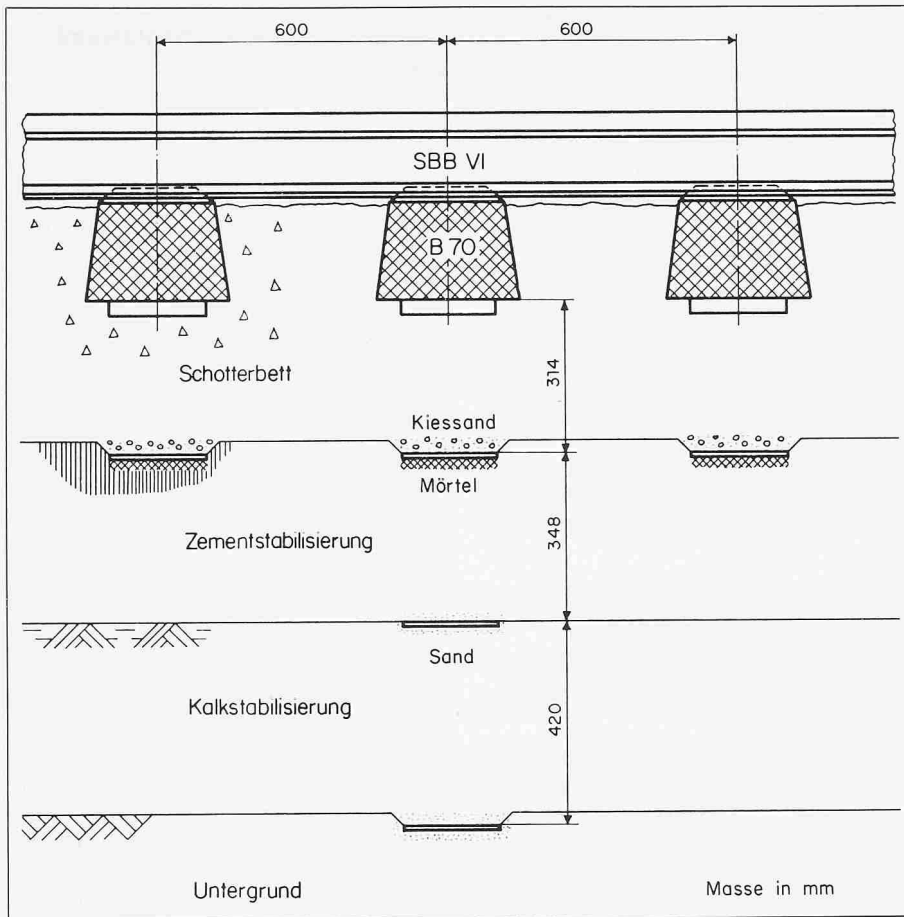
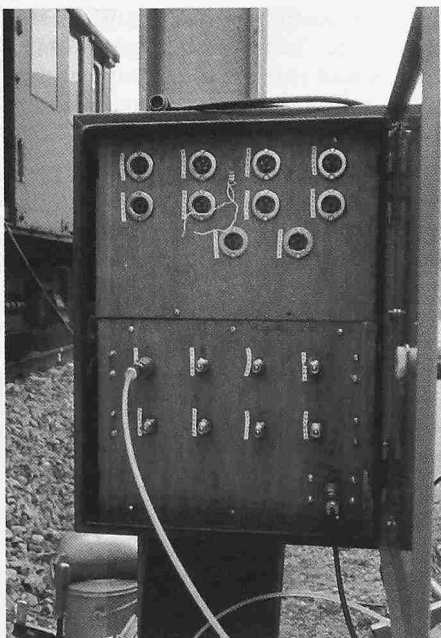


Bild 1. Lage der Druckdosen

Vor Inbetriebnahme der Linie wurde im Herbst 1980 und im Frühling 1981 je eine Messkampagne durchgeführt. Im Herbst 1980 wurden statische Messungen mit dem Eichwagen der SBB ausgeführt, der mit Stempeln ausgerüstet ist, über die Achslasten von bis zu 250 kN erzeugt werden können (Bild 5). Bei einer Radlast von 100 kN wurden die Drücke, die Schwelleneinsenkungen sowie die entsprechenden Einflussli-

Bild 3. Messkasten



nien bestimmt. Im Frühling 1981 wurden die Messungen wiederholt und zusätzlich noch dynamische Lasten gemessen. Als Verkehrslasten wurden Lokomotiven Re 4/4 II und Ae 6/6 mit den Geschwindigkeiten 0, 40, 80, 120, (140) km/h eingesetzt, sowie fahrplanmässige Züge, die anlässlich der Lastfahrten mit 80 km/h Geschwindigkeit verkehrten, verwendet. Obwohl die Ergebnisse der dynamischen Messungen noch

Bild 4. Messpunkte für Einsenkungsmessung

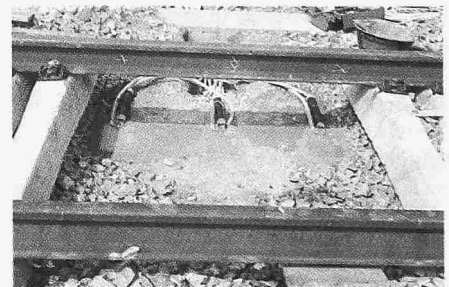


Bild 2. Druckdosen unter dem Schotterbett

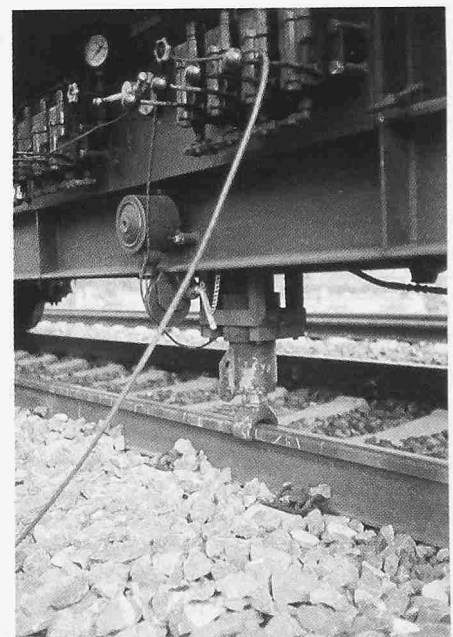
nicht ausgewertet sind, wird heute die Gelegenheit für eine erste Mitteilung der vorhandenen Beobachtungen benützt.

### Eigenschaften von Untergrund, Unterbau und Oberbau

#### Messstelle K (K für Kiessandfundation)

Auf den setzungsempfindlichen Untergrund wurde ein etwa 6 Meter hoher Damm geschüttet, dessen obere Schichten aus Kiessand bestehen. Die Fundationsschicht besteht aus verdichtetem Kiessand, dessen Kornverteilung aus Bild 6 ersichtlich ist. Auf der Planie der Fundationsschicht beträgt der mit dem Plattendruckversuch bestimmte Zusammendrückungsmodul  $M_E$  etwa 100 MN/m<sup>2</sup> und der Reaktionsmodul  $k$  etwa 75 MN/m<sup>3</sup>. Die mit dem Benkelmanbalken gemessene Deflektion unter einer Achslast von 100 kN beträgt 0,31 mm. Über den ganzen Kiessandbereich beträgt die mittlere Deflektion  $0,45 \pm 0,16$  mm. Als Schotter wurde normaler Brechschotter der Körnung 25/63 mm eingebaut. Der Gleisrost be-

Bild 5. Eichwagen mit Belastungsstempel



steht aus Einblockbetonschwellen B 70 und Schienen mit Profil VI (UIC 60). Die Schwelle weist eine Höhe von 214 mm, eine Breite von 280 mm und eine Länge von 2600 mm auf. Sie wurde mit normalem Abstand von 600 mm verlegt. Das Trägheitsmoment der Schiene beträgt  $3,055 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$ .

**Messstelle Z (Z für zementstabilisierte Fundation)**

Der *Untergrund* besteht aus tonigem Kies und tonigem Silt mit Kennwerten: natürlicher Wassergehalt 20%, Fließgrenze 33%, Ausrollgrenze 17%, CBR-Wert gemäss SN 670 316 etwa 10%,  $M_E$ -Wert etwa  $15 \text{ MN/m}^2$  (Bild 6). Auf der mit *Weissfeinkalk stabilisierten Schicht* wurde ein  $M_E$ -Wert von etwa  $70 \text{ MN/m}^2$  gemessen. Auf der *Planie der zementstabilisierten Fundationsschicht* wurde ein Reaktionsmodul  $k$  gemäss SN 670 319 von  $285 \text{ MN/m}^3$  gemessen. Mit dem Benkelmanbalken wurde an dieser Stelle eine Deflektion von 0,06 mm und mit dem Schwinger Vibraflect des ISETH eine dynamische Deflektion von 0,03 mm festgestellt. Über den ganzen stabilisierten Bereich beträgt die statische Deflektion  $0,12 \pm 0,10 \text{ mm}$  und die dynamische Deflektion  $0,07 \pm 0,02 \text{ mm}$ .

**Deformationsmessungen**

Unter einer *statischen Radlast* von 100 kN ergaben sich die in Tabelle 1 angegebenen *Einsenkungen* der Oberseite der Schwellen.

Die *Einsenkungen* bei der Messstelle Z sind deutlich grösser als bei der Messstelle K; dies könnte mit der unterschiedlichen Krampart zusammenhängen, wurde doch der Bereich der Messstelle K maschinell und jener der Messstelle Z manuell gekrampft. Um diesen Einfluss auszuschalten, werden vor der nächsten Messphase beide Messbereiche nochmals maschinell gekrampft. Die *Einsenkung* unter der Lastschwelle Z dürfte bei maschineller Krampung ebenfalls in der Grössenordnung von 1 mm liegen. Um den tragenden Bereich des Gleisrostes zu bestimmen, wurden die *Einflusslinien* gemessen, deren Mittelwerte in Tabelle 2 enthalten sind. Dass der tragende Bereich bei der Messstelle Z ausgedehnter als bei K ist, hängt ebenfalls mit dem oben beschriebenen Einfluss zusammen.

Als *Vergleich* sind in der letzten Kolonne der Tabelle 2 die nach der Theorie des unendlich langen Balkens auf elastischer Unterlage berechneten *Einflusswerte* angegeben, wobei nur die bei der Messstelle K bestimmte *Steifigkeit* berücksichtigt wurde.

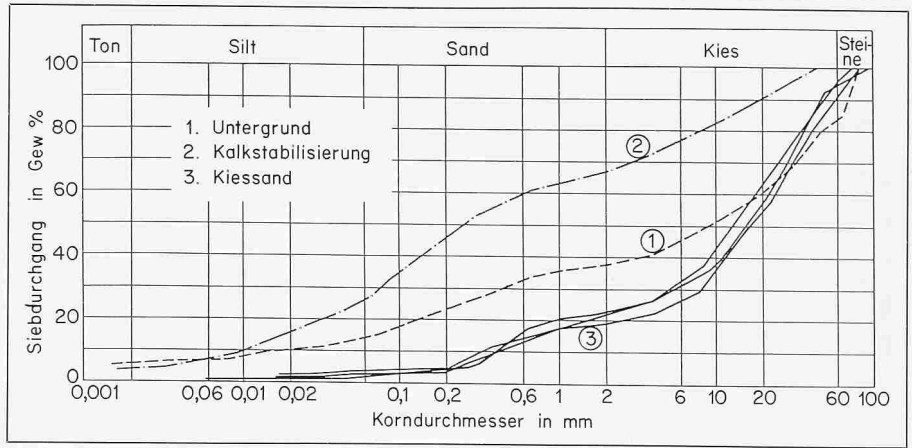


Bild 6. Kornverteilungen

Tabelle 1. Mittlere Einsenkungen der Schwelle in mm unter einer statischen Radlast von 100 kN

Messstelle	Lastschwelle	1. Nachbarschwelle	2. Nachbarschwelle
K	$0,88 \pm 0,10$	$0,66 \pm 0,06$	$0,34 \pm 0,03$
Z	$1,76 \pm 0,01$	$1,47 \pm 0,01$	$1,45 \pm 0,01$

Tabelle 2. Mittlere Einflusswerte der Schwelleneinsenkungen

Abstand vom Einflusspunkt [mm]	Messstelle K	Messstelle Z	Berechnete Einflusswerte bei K
0	1,00	1,00	1,00
300	0,96	0,97	0,88
600	0,71	0,82	0,65
900	0,40	0,67	0,41
1200	0,18	0,43	0,21
1500	0,08	0,30	0,08
1800	0,02	0,15	0,00
2100	-0,02	0,05	-0,03
2400	-0,03	0,01	-0,04

Tabelle 3. Vertikalspannungen in  $\text{N/mm}^2$  infolge einer statischen Radlast von 100 kN

Tiefe untere UK-Schwelle [mm]	Unter Lastschwelle		Unter 1. Nachbarschwelle		Unter 2. Nachbarschwelle	
	K	Z	K	Z	K	Z
0	$0,156 \pm 0,020$	$0,287 \pm 0,052$	$0,052 \pm 0,016$	$0,072 \pm 0,038$	$0,015 \pm 0,001$	$0,023 \pm 0,007$
268	$0,091 \pm 0,012$	-	$0,036 \pm 0,008$	-	$0,010 \pm 0,001$	-
314	-	$0,130 \pm 0,016$	-	$0,041 \pm 0,016$	-	$0,012 \pm 0,001$
596	$0,059 \pm 0,002$	-	$0,023 \pm 0,001$	-	-	-
662	-	$0,008 \pm 0,001$	-	$0,006 \pm 0,000$	-	-
1023	$0,025 \pm 0,002$	-	$0,015 \pm 0,001$	-	-	-
1082	-	$0,006 \pm 0,000$	-	$0,006 \pm 0,000$	-	-

**Spannungsmessungen**

Aus der gemessenen Spannung kann nicht direkt auf die effektiv vorhandene Spannung geschlossen werden, da der gemessene Druck von der Steifigkeit der Dose und jener des Bodens beeinflusst wird. Je grösser die Bodensteifigkeit ist, umso geringer ist die gemessene Spannung im Verhältnis zur effektiv vorhandenen Spannung. Da zwi-

schen der Radlast bzw. den Schwellen-gegenkräften und den erzeugten Bodenspannungen Gleichgewicht herrschen muss, können die gemessenen Spannungen *entsprechend korrigiert* werden. Die korrigierten Spannungen sind in Tabelle 3 angegeben.

Bild 7 zeigt die *normalisierte Vertikalspannung*, d. h. den Faktor Vertikalspannung zu Schwellengegenkraft. Zum Vergleich sind in diesem Bild auch

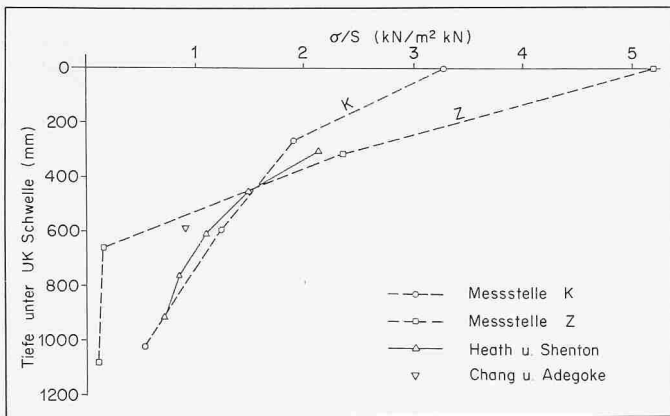


Bild 7. Gemessene Vertikalspannungen

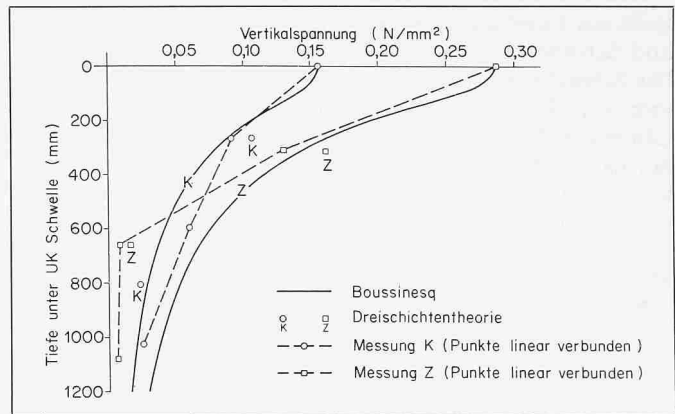


Bild 8. Gemessene und berechnete Vertikalspannungen

Tabelle 4. Statische Schotterpressungen, Schwelleneinsenkungen und Bettungsziffern

Messstelle	Schotterpressung $p$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Schwelleneinsenkung $y$ [mm]	$c_1$ [N/mm <sup>3</sup> ]	$c_2$ [N/mm <sup>3</sup> ]	$c_3$ [N/mm <sup>3</sup> ]	$k$ [N/mm <sup>3</sup> ]
K	0,156 ± 0,020	0,88 ± 0,10	0,177 ± 0,030	0,144 ± 0,028	0,161 ± 0,021	0,075
Z	0,287 ± 0,052	1,76 ± 0,01	0,163 ± 0,030	0,042 ± 0,005	-	0,285
Z	0,287	~ 1,0*	0,287	-	-	0,285

In Tabelle 4 bedeuten:

$c_1$ : Bettungsziffer aus  $p$  und  $y$  berechnet  
 $c_2$ : Bettungsziffer aus Einflusslinie von  $y$  und Ersatzbreite berechnet

$c_3$ :  $\frac{1}{2}(c_1 + c_2)$   
 $k$ : Reaktionsmodul auf der Planie  
 \*: Schätzung

die Messergebnisse von Heath und Shenton [1] sowie Chang und Adegoke [2] eingetragen, wobei diese Messungen in Gleisen mit etwas anderer Charakteristik ausgeführt wurden. Bild 8 vergleicht die gemessenen mit den nach Boussinesq bzw. mit der Dreischichtentheorie berechneten Vertikalspannungen. Zbynek Jirsák [3] gibt bei Lokgeschwindigkeiten von 110 bis 180 km/h in einem sandigen Unterbau gemessene Spannungen an, die in einer Tiefe von 450 bis 600 mm unter der Schwelle um 10 bis 40 Prozent höher und in einer Tiefe von 750 bis 900 mm um 30 bis 10 Prozent geringer sind, als die im Kiessandbereich gemessenen, statischen Spannungen.

### Vorläufige Folgerungen

Die gemessenen Spannungsmittelwerte können für den Kiessandbereich ungefähr durch folgende Gleichung erfasst werden:  $\log \sigma = -0,00076 \cdot z - 0,811431$ , wobei  $z$  die Tiefe unter der Schwelle in mm und  $\sigma$  die Vertikalspannung infolge einer statischen Radlast von 100 kN in N/mm<sup>2</sup> darstellt. Die Abweichungen zu den Messwerten betragen im Mittel weniger als 5 Prozent.

Verglichen mit den in [4] verwendeten Werten, sind die gemessenen Vertikalspannungen im Kiessandbereich maximal etwa 17 Prozent höher. Eine Überprüfung der in [4] vorgeschlagenen Bemessungsdiagramme müsste dann erwogen werden, wenn die dynamischen

Spannungsmessungen auf einen Stossfaktor von mehr als 1,3 hinweisen würden, was nur bei sehr hohen Geschwindigkeiten und einem schlechten Oberbauzustand der Fall sein dürfte.

Wie Bild 8 zeigt, können die Spannungen bei stark unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnissen der Schichten nur mit der Dreischichtentheorie zuverlässig berechnet werden, was beim zementstabilisierten Unterbau zutrifft. Bei ähnlichen Schichtsteifigkeiten wie beim Kiessandunterbau ergeben die Spannungsberechnungen nach Boussinesq und Dreischichtentheorie ähnliche Ergebnisse. Die gemessenen Werte sind aber unterhalb des Schotterbettes etwas höher als die berechneten.

Im Kiessandunterbau wurde eine statische Schotterpressung von 0,156 ± 0,020 N/mm<sup>2</sup> und im zementstabilisierten Unterbau eine solche von 0,287 ± 0,052 N/mm<sup>2</sup> gemessen. Aus diesen Werten und aus den Schwelleneinsenkungen gemäss Tabelle 1 lassen sich die Bettungsziffern mit der Proportionalitätsbeziehung von Zimmermann [5] berechnen.

Andererseits kann das Biegsamkeitsmass  $s$  aus der gemessenen Einflusslinie bestimmt und mit der Systemsteifigkeit  $b \cdot c = 4 E I s^4$  und der theoretischen Ersatzbreite  $b$  die Bettungsziffer ebenfalls berechnet werden. In Tabelle 4 sind die mit den beiden Methoden berechneten Bettungsziffern und der auf der Planie gemessene Reaktionsmodul  $k$ , der ebenfalls eine Bettungsziffer darstellt, angegeben.

Die Bettungsziffer eines Schotterbettes über einem optimal verdichteten Kiessandunterbau liegt demnach in der Grössenordnung von 0,14 bis 0,18 N/mm<sup>3</sup>. Die grosse Differenz zwischen  $c_1$  und  $c_2$  bei Z ist auf die inhomogene und zu geringe Schotterbettverdichtung im Bereich Z zurückzuführen. Nach Einbau der Dosen wurden infolge eines Missverständnisses, die den Messpunkten benachbarten und ebenfalls entfernten Schwellen nicht gekrampft.

Nach Eisenmann [6] sollte die dynamische Schotterpressung 0,3 N/mm<sup>2</sup> nicht übersteigen, da sonst unter Betriebseinwirkung eine raschere Kornumlagerung, verbunden mit einer Verschlechterung der Gleislage eintreten kann. Im Bereich des Kiessandunterbaus dürfte die Schotterpressung infolge Zugverkehr deutlich unterhalb dieser zulässigen Grenze liegen. Für den Bereich des zementstabilisierten Unterbaus ist dies nicht sicher. Genauere Aufschlüsse wird die Auswertung der dynamischen Messungen und insbesondere die Beobachtung der Gleislage in den nächsten Jahren ergeben.

Ganz wesentlich für eine gute Gleislage ist ein homogen verdichtetes Schotterbett. Bei Neubaustrecken kann im allgemeinen davon ausgegangen werden, dass sich die optimal verdichteten Schüttungen und Fundationsschichten unter Verkehrslast nur noch im Bereich von Zehntelmillimetern deformieren. Der Hauptanteil der Deformationen, Grössenordnung 80 Prozent, wird im Schotterbett erzeugt. Dies bedeutet, dass auch auf einem einwandfreien Unterbau eine gute und unterhaltsarme Gleislage über längere Zeit nur dann gewährleistet ist, wenn das Schotterbett homogen verdichtet ist und die Schotterkörner möglichst dicht gepackt und ineinander verkeilt sind.

Die noch vorgesehenen Messungen und Auswertungen haben folgende Zielsetzung:

- Ermöglichen einer Überprüfung der in [4] angegebenen Dimensionierungsdiagramme

- Abklärung mit Einbezug von Unterhaltserfahrungen der nächsten Jahre, ob die Lagestabilität des Schotter auch auf einem zementstabilisierten Unterbau genügend lang erhalten bleibt  
oder ob in Zukunft eine maximal zulässige Unterbausteifigkeit bzw. eine maximal zulässige Schotterpressung vorgeschrieben werden muss.

Adresse des Verfassers: G. Schmutz, dipl. Ing. ETH, Bauabteilung der Generaldirektion SBB, 3030 Bern.

#### Literaturverzeichnis:

- [1] Heath D. L., Shenton M. J., Sparrow R. W., Waters J. M.: «Design of conventional rail track foundations». Proceedings of the Institution of Civil Engineers, February 51 (1972)
- [2] Chang Ch. S., Adegoke C. W., Selig E. T.: «Geotrack model for railroad track performance». Journal of the Geotechnical Engineering Division, November 1980
- [3] Zbynek Jirsák: «Änderungen des Spannungszustandes unterhalb des Schotterbettes in Abhängigkeit von verschiedenen Geschwindigkeiten der bewegten Last». ETR (25) 10-1976
- [4] Schmutz G.: «Ein Beitrag zur Dimensionierung des Eisenbahnunterbaus». Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 30, 1980
- [5] Zimmermann H.: «Die Berechnung des Eisenbahnoberbaus». Ernst + Sohn, Berlin, 1941
- [6] Eisenmann J., Schneider E.: «Untersuchung verschiedener Planumsschutzschichten für den Schotteroberbau». ETR (24) 4-1975

## Brückenbauten

### Die Objekte aus der Sicht der Oberbauleitung

Von Peter Roos, Luzern

#### Überblick

Der Ausbau Olten führte auch zur Erstellung zahlreicher Brückenbauten. Im Bereich des *Bahnhofes Olten* und der umliegenden Stationen und Strecken waren ausser dem Grossbauwerk des Tannwaldtunnels insgesamt 18 kleinere bis mittlere Brückenobjekte neu zu erstellen oder zu erweitern. Auf der neuen *Linie Olten-Rothrist* bildeten nebst vier Strassenunterführungen vor allem die beiden grossen Aarebrücken Ruppoldingen und Kessiloch sowie die Brücke über die N1 und Pfaffnern die Schwerpunkte des Brückenbaus.

Zur Bewältigung des grossen zusätzlichen Projektierungs- und Bauleitungsaufwandes wurden insgesamt 13 Ingenieurbüros aus der Region beauftragt. Die Projekt- und Oberbauleitung erfolgte durch die Sektion Brückenbau des Kreises II.

#### Die Objekte in Olten

Das wichtigste und grösste Brückentragwerk im Bahnhof Olten ist die *Überwerfung* der Linien Olten-Aarau und Olten-Basel mit dem anschliessenden *Tannwaldtunnel* von insgesamt 320 m Länge (vgl. Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 18, 1980).

Auf der Verbindungslinie Basel-Aarau sind 2 Unterführungen verbreitert sowie im Haslifeld eine neue Personenunterführung erstellt worden. Die Fussgängerpasserelle im Nordkopf musste mit Fertigelementen um 44 m über die neuen Gleise verlängert werden. Im

Perronbereich wurden die bestehenden Unterführungen verlängert und saniert und auf der Südseite des Bahnhofes eine Strassenbrücke verbreitert sowie die Fussgängerunterführung «Aaraustrasse» neu gebaut.

Ferner musste die Sälistrasse für die neuen Gleise Olten-Rothrist neu überbrückt und das bestehende Bauwerk angepasst werden. Durch die Gleisverschiebungen wich die alte Eisenpasserelle bei der Reiserstrasse einer Beton-elementüberführung.

Auf der Linie Olten-Aarburg ersetzte man die Niveauübergänge durch drei Personenunterführungen und eine Strassenbrücke. Ferner wurden in den Stationen Aarburg und Rothrist zwei neue Fussgängerunterführungen zu den Gleisen gebaut.

#### Die Brücken der neuen Linie Olten-Rothrist

##### Allgemeines

Für die beiden Aarebrücken Ruppoldingen und Kessiloch wurde im Jahre 1976 zur Projektoptimierung ein *beschränkter Ingenieurwettbewerb* unter fünf Ingenieurbüros durchgeführt, wobei die Überquerung der *Nationalstrasse N1 und der Pfaffnern* als Variantenstudie mituntersucht werden musste. Die Randbedingungen ergaben sich aus der horizontalen und vertikalen Linienführung, aus den Widerlagerstandorten bei der Unterführung der Aarburgerstrasse in Olten sowie aus der Boningerstrasse beim Südportal des Born-tunnels. Ferner musste bei der *Aarebrücke Ruppoldingen* das Flussschiff-

fahrtsprofil einer zukünftigen Aareschiffahrt berücksichtigt werden. Diese Bedingung führte zur *bisher grössten Spannweite* von 80 m, welche für *Eisenbahnen* mittels einer *Betonbalkenbrücke* überquert worden ist. Bei der *Kessilochbrücke* bei Olten hätte diese Bedingung zu einer Spannweite von ca. 150 m und unverhältnismässig hohen Mehrkosten mit grossen Eingriffen in das Landschaftsbild geführt (z.B. Fachwerkbrücke). Im Einvernehmen mit dem Eidg. Amt für Wasserwirtschaft wurde hier deshalb auf die Berücksichtigung der Flussschiffahrt im heutigen Zeitpunkt verzichtet, jedoch musste die spätere Umbaumöglichkeit auf eine grössere Spannweite nachgewiesen werden.

##### Die Kessilochbrücke

Diese Brücke (Bild 1) überquert südlich von Olten die Aare sowie die uferparallele Aarburgerstrasse in einem *schiefen Winkel*. Das Projekt des Ingenieurbüros Heinzelmann AG, Brugg, erwies sich als die gestalterisch und konstruktiv beste Lösung.

Die eigentliche Flussbrücke überspannt die Aare als vierfeldrige *vorgespannte Betonkastenkonstruktion* von durchgehend 2,5 m Höhe und 10,7 m Breite. Der Kasten ist 5,35 m breit. Zuzufolge der Torsionsbeanspruchung aus der schiefen Lagerung waren Stege von je 80 cm Dicke sowie massive Querträger notwendig. Die Spannweiten betragen 48 m in den Mittel- und 36 m in den Randfeldern. Dies ergibt eine Gesamtlänge der Flussbrücke von 169 m. Die Kräfte des Überbaus werden mittels Gummipfgleitlagern auf die Pfeiler und Widerlager übertragen. Zur Aufnahme der Brems- und Anfahrkräfte wurde im Zwischenwiderlager Seite Olten eine spezielle Lagerkonstruktion eingebaut. Die Widerlager konnten flach fundiert werden (auf Seite Rothrist auf der Flussablagerung, auf Seite Olten auf Sequanfels ruhend). Die Pfeilerfundamente