

# Sanierung eines Baugleises auf weichem Untergrund

Autor(en): **Yang, Fei-Loung / Schmutz, Gerhard / Bürkli, Theo**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **102 (1984)**

Heft 7

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75407>

## **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.

# Sanierung eines Bahngleises auf weichem Untergrund

Von Fei-Loung Yang, Zürich, Gerhard Schmutz, Bern, und Theo Bürkli, Rapperswil

## Einleitung

Das lückenlos geschweisste Gleis Bilten-Reichenburg (Bild 1) wurde 1967 umgebaut und mit Schienenprofil SBB I und Zweiblock-Betonschwellen ausgerüstet. Anfang April 1976 wurden über eine gewisse Strecke abnormale *Bewegungen im Schotterbett* des Gleises Bilten-Reichenburg beobachtet. Einerseits verschob sich der Schotter gegen das Bankett, so dass die aussenseitigen Schwellenköpfe freilagen. Andererseits traten bei durchfahrenden Zügen starke Bewegungen auf; die Senkungen betragen bis zu 11 mm. Die gut sichtbaren und spürbaren Schwingungen erschienen besonders gross beim Vorbeifahren der Schnellzüge ( $v = 125 \text{ km/h}$ ). Die Fahrgeschwindigkeit wurde aus Sicherheitsgründen auf 80 km/h reduziert.

Die geotechnischen Untersuchungen zeigten, dass der *Unterbau* unter dem Schotterbett (Brechsand, Feinschotter, Kiessand) eine sehr unterschiedliche Dicke aufwies und stellenweise ganz fehlte. Der Untergrund besteht bis in eine grosse Tiefe hauptsächlich aus weichem, organischem Ton, der lokal von dünnen Torflagen durchsetzt ist. Die Scherfestigkeiten genügten den horizontalen Scherbeanspruchungen durch den Zugverkehr offenbar nicht.

Im Frühjahr 1980 wurde ein *stärkerer Oberbau* (Schienenprofil SBB VI und Monoblockbetonschwellen B70) und darunter eine «*dünne Kiesschicht*» als *Unterbau* ausgeführt (Bild 2). Die Kiesschicht wurde mit Armierungsgeweben aus alterungsbeständigem Kunststoff eingepackt. Dass diese «*dünne Kiesschicht*» wesentlich kostengünstiger war als eine Variante «*dicke Kiesschicht*», welche wie das benachbarte Gleis Reichenburg-Bilten ausgesehen hätte, war offensichtlich: weniger Aushub- und Einbaukubaturen, Wegfall einer provisorischen Spundwand zum Schutz des benachbarten Gleises, auf welchem der planmässige Zugverkehr in beiden Richtungen während der Bauzeit aufrechterhalten werden musste.

Umfangreiche *Messungen* vor und nach der Gleissanierung bestätigten, dass mit dem relativ dünnen Kiesunterbau das gewünschte stabile Verhalten des Gleises tatsächlich auf wirtschaftliche Art und Weise erreicht wurde.

## Sanierung

### Elemente der Sanierung

Die durchgeführte Sanierung besteht aus folgenden Einzelementen (Bild 2):

#### Längenprofil

Das Gleis wurde bei der Sanierung um 100 bis 200 mm gehoben, zur Geringhaltung der Aushubtiefe.

#### Schienen

Das bestehende Schienenprofil SBB I ( $46 \text{ kg/m}^1$ ) wurde durch das Schienenprofil SBB VI ( $60 \text{ kg/m}^1$ ) ersetzt.

#### Schwellen

Die horizontale Querbewegung der Zweiblock-Schwelle wurde vor der Sanierung am Schienenkopf gemessen. Sie betrug etwa  $\pm 2 \text{ mm}$ . Die Verankerung der Zweiblock-Schwelle in Querrichtung war gemäss Berechnung um ein Vielfaches grösser als diejenige

der Monoblock-Schwelle. Aus diesem Grund wurden die bestehenden Zweiblock-Schwellen durch Monoblock-Schwellen ersetzt.

Holzschwelle und Betonschwelle haben, in Anbetracht des weichen Untergrundes, etwa die gleiche Lastverteilungswirkung und sind deshalb *statisch* praktisch gleichwertig. Da die Betonschwelle kostenmässig günstiger war als die Holzschwelle, wurde sie zur Ausführung gewählt. Der Schwellenabstand beträgt wie vorher 0,60 m.

#### Schotterbett

Die Stärke des Schotterbettes beträgt 0,3 m, gemessen auf der Gleisachse ab UK-Betonschwelle. Die Unterkante des Schotterbettes (= Oberfläche des Kieskoffers) weist ein Quergefälle von 4% nach aussen auf.

Das äusserlich feststellbare Wandern des Schotters unter dem Gleis konnte mit *Beschleunigungsmessungen* näher abgeklärt werden. Es wurden kurzzeitige Beschleunigungen in vertikaler und horizontaler Richtung von etwa 0,5 g unter dem vorbeifahrenden Zug gemessen. Während dieser Zeitdauer sind die Schotterkörner leichter. Ausserdem war die Unterlage des Schotterbettes nicht in der Lage, die horizontalen Spreizkräfte aufzunehmen, so dass es

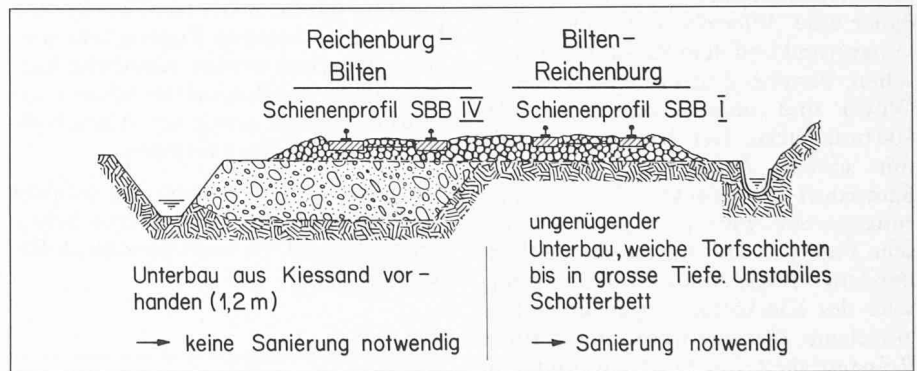
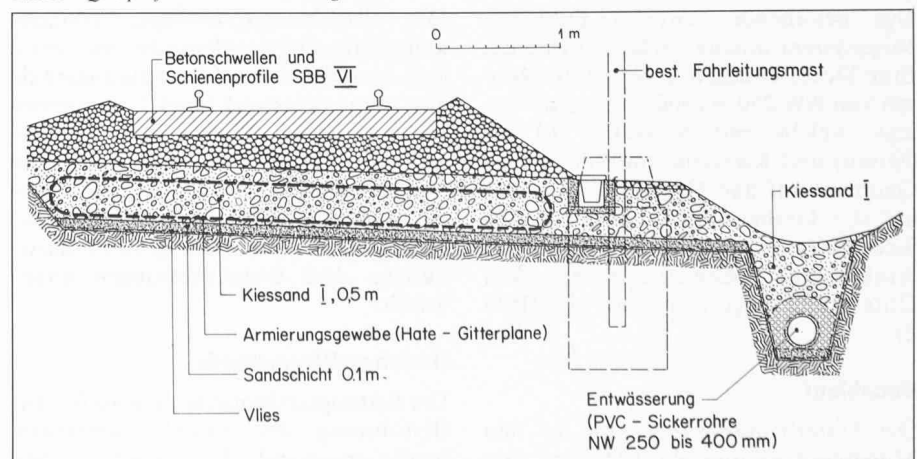


Bild 1. Querprofil vor der Sanierung

Bild 2. Querprofil nach der Sanierung



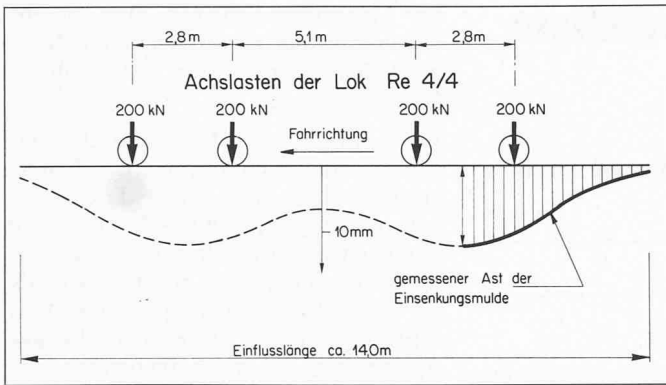


Bild 3. Eisansenkungsmulde in Längsrichtung unter der Lok Re 4/4

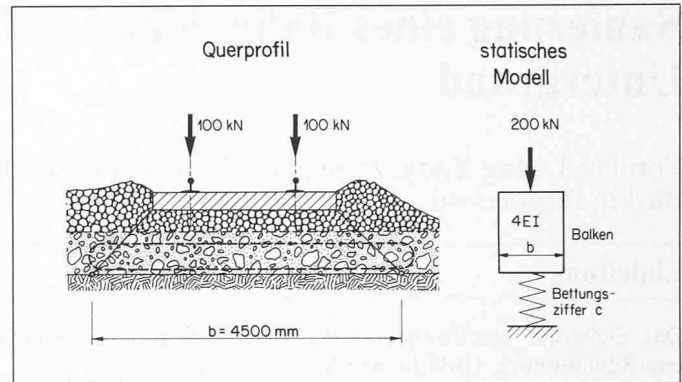


Bild 4. Mitwirkende Breite des Systems auf elastischer Unterlage (Bettungsziffermethode)

grundsätzlich erklärbar ist, dass der Schotter langsam nach aussen wanderte. Nach der Sanierung liegt unter dem Schotterbett ein tragfähiger Kieskoffer, der in der Lage ist, die Stabilität des Schotterbettes zu gewährleisten. Die vertikale Beschleunigung für den sanierten Zustand beträgt gemäss Berechnung nur noch etwa 0,1 g; sie wurde aber nicht gemessen. Seit der Sanierung verhält sich das Schotterbett normal. Dies ist der starken Reduktion der Beschleunigungen und der Verkantungen zuzuschreiben.

**Unterbau**

Der Kieskoffer des Unterbaues allein erfüllt die Filterfunktion für das bindige Untergrundmaterial nicht. Es wurde daher eine Filterschicht zwischen dem Untergrund und dem Kieskoffer vorgesehen, bestehend aus einem Geotextil (Vlies) und einer Sandschicht von 100 mm Dicke. Der Kieskoffer wurde mit einem Armierungsgewebe aus Kunststoff eingepackt. Dem Armierungsgewebe wird eine gewisse statische Funktion zur Aufnahme der vorhandenen Zugspannung auf der Unterseite des Kieskoffers zugewiesen. Das eingebaute Gewebe weist eine mittlere Reissfestigkeit von 38 kN/m<sup>1</sup> und eine mittlere Zugsteifigkeit von  $E \times F = 202$  kN/m<sup>1</sup> auf.

**Entwässerung**

Das bestehende seitliche Entwässerungssystem musste verbessert werden. Eine Sickerleitung aus Hart-PVC-Rohren von NW 250 bis 400 mm wurde verlegt, welche mit Sickerkies (4 bis 32 mm) und Kiessand umhüllt ist. Ein Geotextil auf den Grabenwänden und auf der Grabensohle sowie über den Sickerlöchern sorgt dafür, dass kein feinkörniges Bodenmaterial aus dem Untergrund ausgeschwemmt wird (Bild 2).

**Bauablauf**

Die Unterbausanie rung fand in den Monaten April und Mai 1980 statt. Der

fahrplanmässige Zugverkehr wurde auf dem benachbarten Gleis in beiden Richtungen aufrechterhalten. Der Einbau erfolgte jeweils in der Nachtpause von 23.00 bis 04.30 Uhr.

Nach dem Abräumen des alten Oberbaus des zu sanierenden Gleises wurden pro Arbeitsnacht rund 40 m Unterbau erstellt. Gleichzeitig wurde auch die Entwässerung in diesem Teilstück verlegt. Das benachbarte Gleis diente zum An- und Abtransport von Baumaterialien. Ein sowohl auf Schienen und auf Strassen fahrbarer Gradall (Carrier, G-660) kam zum Einsatz. Morgens um 04.30 Uhr war jeweils der Einbau des mit Armierungsgewebe eingepackten Kieskoffers abgeschlossen, und das benachbarte Gleis konnte für den planmässigen Zugverkehr wieder freigegeben werden. Sämtliche Baumaterialien wurden auf der Schiene zugeführt. Ebenso wurde der Aushub direkt auf Bahnkipper verladen.

Nach der Unterbausanie rung erfolgte der Neueinbau des Oberbaus mit Schienenprofil SBB VI und Monoblock-Betonschwellen.

**Berechnungsgrundlagen**

**Berechnungsmethoden**

Die Berechnungsgrundlagen (Bodenkennwerte, Steifigkeitswerte usw.) wurden aus gemessenen Eisansenkungsmulden unter Belastung einer Lokomotive ermittelt (Bild 3). Mit den Berechnungsgrundlagen wurden zwei Berechnungsmethoden – die Bettungsziffermethode und die Methode der Finiten Elemente – für die Ermittlung von Eisansenkungen und Bodenpressungen angewandt.

**Bettungsziffermethode**

Die Bettungsziffermethode wird für die Berechnung des Eisenbahnoberbaus häufig angewandt. Es handelt sich bei

dieser Methode um die Berechnung von Balken auf elastischer Unterlage. Der Untergrund wird durch eine Reihe von nebeneinander stehenden, linear-elastischen Federn dargestellt. Die vertikale elastische Eisansenkung  $y$  ist damit direkt proportional zur Bodenpressung:  $\sigma = c \cdot y$  ( $c$  = Bettungsziffer in N/mm<sup>3</sup>). Der Balken wird statisch durch seine vierfache Biegesteifigkeit  $4EI$  und seine Breite  $b$  charakterisiert. Im vorliegenden Fall stellt  $4EI$  die zusammengesetzte Biegesteifigkeit aus Schienen, Schotterbett und Fundationschicht dar.

Die Breite  $b$  des Balkens im Zustand nach der Sanierung wurde zu  $b = 4,5$  m angenommen (Bild 4). Auf dieser Breite, UK-Fundationsschicht, greift die Bodenreaktion an (d.h. dort befindet sich die OK der Modellfedern).

Aus der Theorie ergeben sich folgende massgebende Formeln:

- Elastische Länge:

$$(1) \quad L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{b \cdot c}}$$

- Eisansenkung  $y_x$  an einer Stelle, die  $x$  (mm) entfernt ist von der Last  $P$  (Achse):

$$(2a) \quad y_x = \frac{P}{2bc \cdot L} \cdot e^{-\frac{x}{L}} \left( \cos \frac{x}{L} + \sin \frac{x}{L} \right)$$

- Maximale Eisansenkung (d.h. Eisansenkung unter der Last  $P$ ,  $x = 0$ ):

$$(2b) \quad y_{max} = \frac{P}{2bc \cdot L} \quad (\text{mm})$$

- Bodenpressung  $\sigma_x$ :

$$(3a) \quad \sigma_x = c \cdot y_x \quad (\text{N/mm}^2)$$

- Maximale Bodenpressung  $\sigma_{max}$ :

$$(3b) \quad \sigma_{max} = c \cdot y_{max} \quad (\text{N/mm}^2)$$

- Reaktionskraft (pro mm Schiene) des Untergrundes, wirkend auf UK Fundationsschicht:

$$(4) \quad p = b \cdot \sigma_x = b \cdot c \cdot y_x \quad (\text{N/mm})$$

- Einflusslänge  $l$  (Achslasten ausserhalb der Einflusslänge haben einen

vernachlässigbar kleinen Einfluss auf  $y_{max}$ )

$$(5) \quad l = \frac{3\pi}{4} \cdot L \cong 2,35 \cdot L \text{ (mm)}$$

Die Einsenkungsmulde infolge einer Achslast von  $P$  wird gemessen. Die  $bc$ -fache Einsenkung stellt gemäss obiger Formel (4) die Reaktionskraft  $p$  (in N/mm) des Balkens dar. Die Forderung nach Gleichgewicht ergibt, dass die  $bc$ -fache Fläche der gemessenen, d.h. bekannten Einsenkungsmulde gleich  $P$  sein muss. Damit kann der Wert  $b \cdot c$  bestimmt werden. Da die Breite  $b = 4,5$  m beträgt, kann die Bettungsziffer  $c$  und somit die *Bodenpressung*  $\sigma_{max} = c \cdot y_{max}$  ermittelt werden. Das ist das Ziel der Auswertung der Einsenkungsmulde und damit ein Hauptzweck der Berechnung, da die maximale Bodenpressung auf einen bestimmten Betrag beschränkt werden muss.

Die Biegesteifigkeit  $4EI$  wird in einem weiteren Schritt gemäss Formel (2b) und (1) aufgrund des gemessenen  $y_{max}$ -Wertes berechnet. Als Kontrolle wird noch die Einsenkungsmulde  $y_x$  mit den so gewonnenen Parametern  $4EI$  und  $bc$  theoretisch nach Formel (2a) berechnet und mit der gemessenen Muldenform verglichen. Wie Bild 9 zeigt, stimmt die *Form* der berechneten Mulde (gestrichelt) mit der Form der gemessenen Mulde sehr gut überein, was die Anwendbarkeit der Bettungsziffertheorie für die vorliegende Untersuchung beweist. Selbstverständlich stimmt der Maximalwert  $y_{max}$  der Mulden (gemessen und berechnet) immer überein, da die Berechnung der Mulde von diesem Wert ausgeht.

**Finite-Element-Methode**

Die Computerberechnung war für eine zuverlässige Beurteilung der Varianten notwendig, da die Bettungsziffermethode das dynamische Verhalten sowie das statische Problem in Querrichtung nicht berücksichtigen kann.

Der Zweck der Computerberechnung war also

- den Oberbau und Unterbau *dynamisch* zu berechnen und abzuklären, ob dynamische Effekte und damit die Zuggeschwindigkeit einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten der Oberbaues haben,
- die *Schienenbewegung in Querrichtung* und *Schienenrotation* zu berechnen und
- die *Bodenpressungen* und *Scherspannungen* in verschiedenen Tiefen sowie bei verschiedenen Oberbauvarianten zutreffend zu ermitteln.

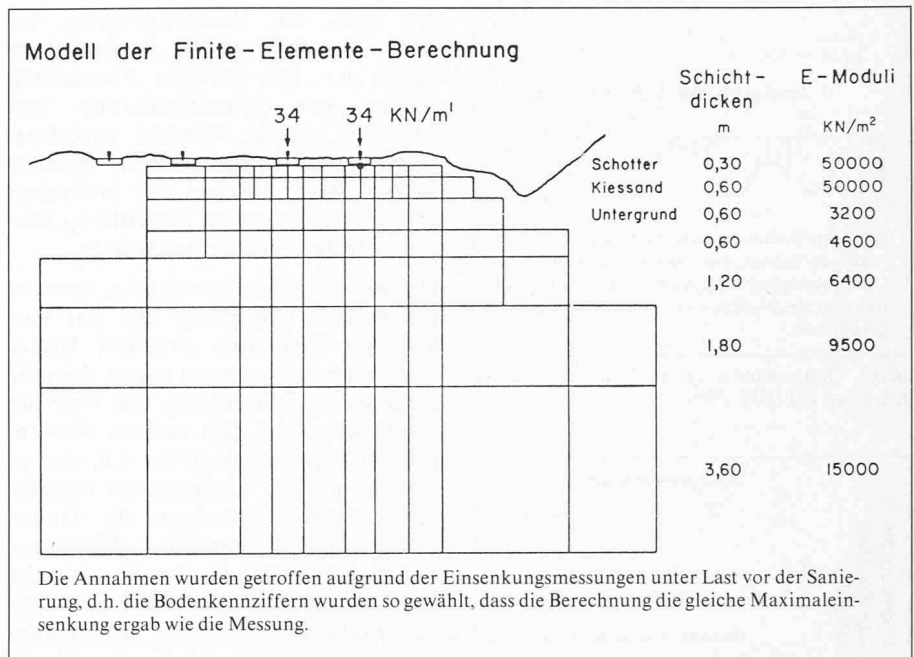


Bild 5. Annahmen für die Finite-Element-Berechnung

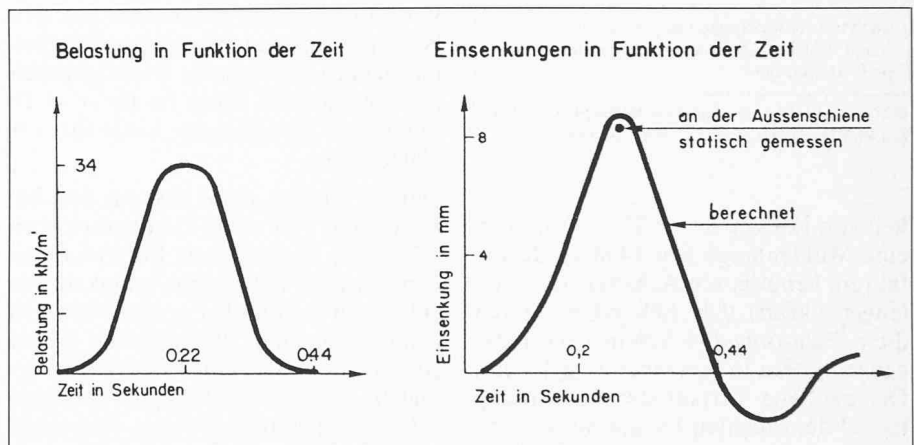


Bild 6. Dynamisches Verhalten des sanierten Gleises nach der Finiten-Element-Berechnung

Die *Annahmen der Berechnungen* gehen aus Bild 5 hervor. Diese Annahmen wurden getroffen aufgrund der Einsenkungsmessungen unter Last vor der Sanierung, d.h., die Bodenkennziffern wurden so gewählt, dass die Berechnung die gleiche Maximaleinsenkung ergab wie die Messung.

Während und nach den Sanierungsarbeiten wurden die *E-Moduli* des Untergrundes und der Kiesschicht mittels einfacher Messungen auf dem Feld überprüft.

Die während des Baues *festgestellten Boden- bzw. Materialkennwerte (E-Moduli)* stimmten gut mit den für die Berechnungen angenommenen Projektwerten überein, was die Richtigkeit des ursprünglichen Berechnungsvorgehens bestätigte. Auf eine nachträgliche Korrektur der Berechnungen konnte deshalb verzichtet werden.

**Ergebnisse nach der Sanierung**

**Dynamische Wirkungen**

Die dynamische Berechnung soll hauptsächlich die Frage beantworten, inwieweit die statische Einsenkung durch eine dynamische Wirkung vergrößert wird. Damit will man den sogenannten «*dynamischen Last-Faktor*» (DLF) ermitteln.

Ist der DLF bekannt, so kann man die Normbelastung mit dem Faktor DLF multiplizieren und die Berechnung mit der vergrößerten Belastung statisch durchführen, um damit die dynamischen Einflüsse zu berücksichtigen.

Bild 6 zeigt das *dynamische Verhalten des sanierten Gleises*. Das linke Diagramm gibt den zeitlichen Verlauf der Belastung bei einer Fahrgeschwindigkeit



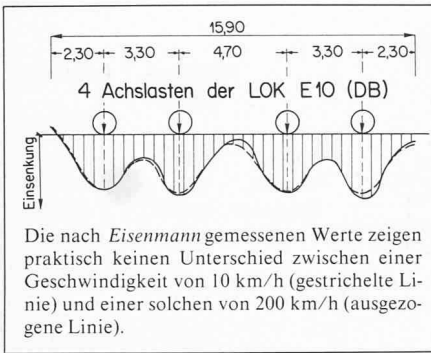


Bild 7. Einsenkungen eines Gleises unter einer fahrenden Lok (E10, DB)

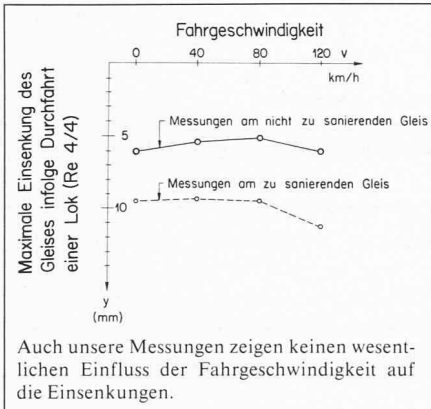


Bild 8. Einfluss der Fahrgeschwindigkeit auf die Einsenkungen (Messungen vor der Sanierung)

keit von 120 km/h ( $v = 33 \text{ m/s}$ ) an. Um eine Muldenlänge von 14 m zu durchfahren, benötigt ein Achs paar (Schwellengegenkraft) 0,44 Sekunden. Durch diese Belastung ( $34 \text{ kN/m}^2$ ) wird das ganze System in Schwingung gebracht. Der zeitliche Verlauf der Einsenkung ist auf dem rechten Diagramm ersichtlich. Der Kurvenast nach 0,44 Sekun-

den stellt die Nachschwingung des Systems nach Wegfahrt der belasteten Achse dar. Die statische Einsenkung infolge der Spitzenbelastung von  $34 \text{ kN/m}^2$  wurde ebenfalls gerechnet und ist dort angegeben. Man erkennt daraus, dass zwischen der statischen und der dynamischen Einsenkung kein wesentlicher Unterschied besteht.

Das Berechnungsergebnis zeigt, dass die vorhandene Dämpfung und das vorhandene Verhältnis zwischen Eigen- und Erregerfrequenz so liegen, dass die dynamische Einsenkung die statische kaum übersteigt. Mit andern Worten: Der DLF beträgt ungefähr 1,0, und es entstehen keine nennenswert vergrößerten Beanspruchungen im Untergrund unter dynamischer Belastung. Für die Sanierung ist also das statische Problem massgebend. Wenn das statische Problem gelöst ist, ist auch das dynamische gelöst.

Dieses Ergebnis stellt eine Bestätigung einer Untersuchung von Eisenmann [1] dar. In Bild 7 ist die gemessene Einsenkung eines Gleises unter einer Lok E10 bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten gemäss Eisenmann wiedergegeben (die gestrichelte Linie ist für  $v = 10 \text{ km/h}$  und die gezogene Linie für  $v = 200 \text{ km/h}$ ).

Daraus erkennt man, dass im dort behandelten Fall kein Unterschied zwischen den gemessenen Einsenkungen besteht. Eine Fahrgeschwindigkeit von  $200 \text{ km/h}$  ist offenbar noch nicht hoch genug, um einen dynamischen Effekt zu erzeugen. Mit einer Fahrgeschwindigkeit kleiner als  $140 \text{ km/h}$  fährt man offensichtlich immer noch wesentlich unterhalb des «Resonanzbereichs», so

dass das Amplitudenverhältnis (DLF) etwa gleich 1,0 bleibt, d.h. die Belastungsverhältnisse des Gleises sind bei diesen Fahrgeschwindigkeiten quasistatisch.

Auch unsere Messungen haben gezeigt, dass der Einfluss der Fahrgeschwindigkeit auf die gemessene Einsenkung unbedeutend ist. Dies wird anhand des Messergebnisses an den beiden Gleisen vor der Sanierung des Gleises Bilten-Reichenburg in Bild 8 nochmals illustriert.

### Statische Einsenkungen

Es wurden Einsenkungsmulden unter einer Achslast von  $200 \text{ kN}$  vor (und nach) der Sanierung gemessen (die restlichen Achslasten haben einen vernachlässigbar kleinen Einfluss). Die gemessenen Einsenkungen vor der Sanierung betragen 8 bis 11 mm, im Mittel  $9,6 \text{ mm}$  (Bild 9). Sie wurden als relativ gross beurteilt. Die Untersuchungen haben ergeben, dass eine Verstärkung allein am Unterbau keine grosse Reduktion an Einsenkungen bringen kann. Die grossen Deformationen gehen hauptsächlich auf den weichen Untergrund zurück. Um eine starke Reduktion der Einsenkungen zu erreichen, hätte man den Untergrund wesentlich verfestigen oder einen Materialersatz bis in grosse Tiefe vornehmen müssen. Derartig weitgehende Untergrundsanierungen sind jedoch mit einem solch grossen Kostenaufwand verbunden, dass solche Varianten von allem Anfang an ausgeschieden wurden. Da das Gleis in diesem Bereich geradlinig verläuft, gefährden auch relativ grosse, gleichmässige Einsenkungen die Betriebssicherheit kaum, solange

Bild 9. Vergleich der gemessenen Einsenkungen vor und nach der Sanierung

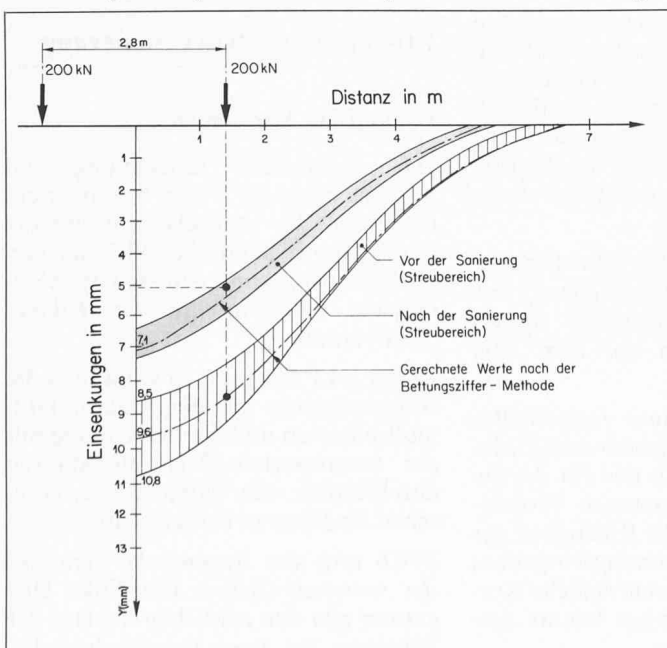
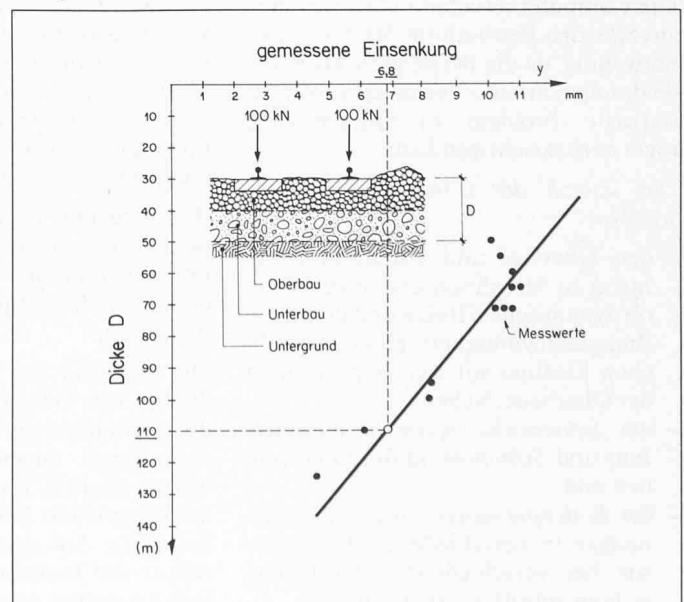


Bild 10. Beziehung zwischen der Einsenkung  $y$  unter einer Achslast von  $200 \text{ kN}$  und der totalen Dicke  $D$  (Ober- und Unterbau). Die Beziehung gilt nur für den Untergrund der Strecke «Bilten-Reichenburg»



die Bodenpressungen im elastischen Bereich bleiben. Nach der Sanierung betrug die Einsenkung im Mittel 7,1 mm, also etwa 75% derjenigen vor der Sanierung.

Vor der Sanierung wurden die Einsenkungen unter einer Achslast von 200 kN über eine grosse Strecke mit unterschiedlicher Unterbaudicke gemessen. Aufgrund der geotechnischen Untersuchung war die vorhandene Unterbaudicke an verschiedenen Stellen bekannt. In Bild 10 sind diese Messwerte dargestellt. Die Ausgleichsgerade kann als Funktion zwischen der Dicke der tragfähigen Schicht und der Einsenkung interpretiert werden. Für eine Schichtdicke von 110 cm, die für die Sanierung gewählt wurde, liess sich demnach für diesen Lastfall eine Einsenkung, ohne Berücksichtigung des steiferen Gleisrostes, von etwa 7 mm voraussagen. Die mit dem steiferen Gleisrost nach der Sanierung gemessene Einsenkung beträgt maximal 5 mm. Etwa 2 mm Einsenkungsverminderung dürfte deshalb eine Folge des steiferen Gleisrostes sein, was die Messungen in den Bereichen, in denen nur der Oberbau gewechselt wurde, auch bestätigen (Bild 11).

**Bodenpressungen auf dem Untergrund**

Für die Sanierung galt es, einen Unterbau aus Kiessand einzubauen, damit die Bodenpressung auf dem weichen Untergrund aus Ton unter dem zulässigen Wert gehalten werden kann. Die Bodenpressungen auf dem Untergrund, d.h. UK-Fundationsschicht, bei der Lokomotive Re 4/4 betragen:

- Vor der Sanierung:
  - gerechnet nach der Bettungsziffertheorie: 36 kN/m<sup>2</sup>
  - gerechnet nach der Finite-Element-Methode: 22 kN/m<sup>2</sup>
- Nach der Sanierung:
  - gerechnet nach der Bettungsziffertheorie: 18 kN/m<sup>2</sup> (= 0,18 kg/cm<sup>2</sup>)
  - gerechnet nach der Finite-Element Methode: 16 kN/m<sup>2</sup>

Die als zulässig angenommene Bodenpressung von 20 kN/m<sup>2</sup> wird eingehalten. Damit kann erwartet werden, dass nach der Sanierung die Einsenkungen infolge Zugdurchfahrt elastisch bleiben.

**Schubspannungen im Untergrund**

Die Schubspannungen auf dem Untergrund (Planum) wurden nach der Finite-Element-Methode gerechnet. Sie betragen:

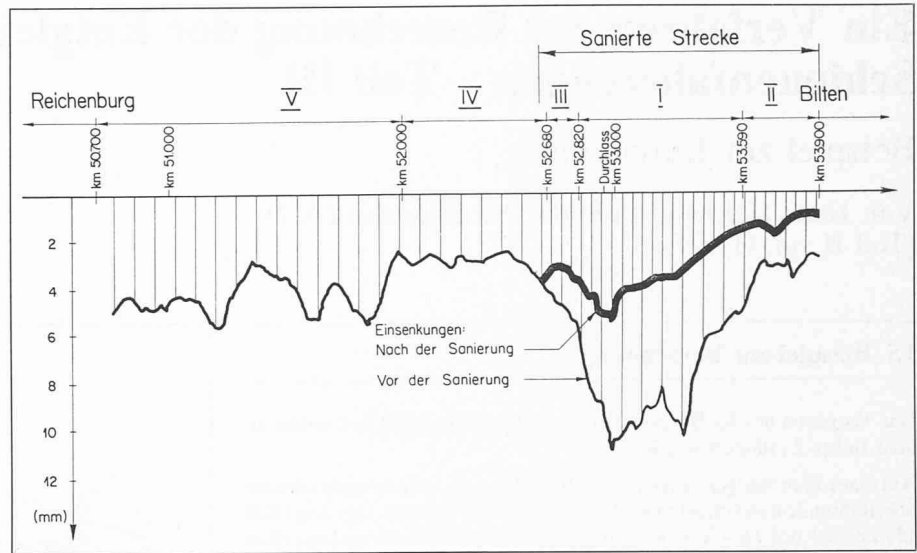


Bild 11. Gemessene Einsenkungen (Mittelwerte) der 3,2 km langen Gleisstrecke «Bilten-Reichenburg» vor und nach der Sanierung unter einer Achslast von 200 kN

- Vor der Sanierung  $\tau_{max} = 4,6 \text{ kN/m}^2$
- Nach der Sanierung  $\tau_{max} = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Der Wert liegt unter der Scherfestigkeit von 18 kN/m<sup>2</sup> (ungestört) und etwas über 3 kN/m<sup>2</sup> (gestört, organischer Ton gemäss Gutachten). Nun wurde die oberste, gestörte Tonschicht von 0,40 m des Untergrundes entfernt und durch den neuen Unterbau ersetzt. Damit sollte die vorhandene maximale Schubspannung von 3,5 kN/m<sup>2</sup> vom noch ungestörten, tiefer liegenden Untergrund schadlos aufgenommen werden können.

**Baukosten**

Die Aufwendungen für die Streckensanierung setzten sich wie folgt zusammen (Preisstand 1980):

Sanierung des Unterbaus und Bau von Entwässerungen	Fr. 556 000.-
Erneuerung des Oberbaus	Fr. 819 000.-
Anpassungen und Provisorium Streckenkabel	Fr. 80 000.-
Projektierung und Bauleitung	Fr. 115 000.-
<b>Total</b>	<u>Fr. 1 570 000.-</u>

**Gesamtbeurteilung**

Gemessen an den Einsenkungen zeigt das Bild 11 sehr anschaulich die Auswirkung der verschiedenen Sanierungen des Gleises Bilten-Reichenburg. Für die Messung wurde eine Einzelachslast von 200 kN verwendet, die eine geringere Einsenkung von etwa 33% hervorruft als diejenige der Lokomotive Re 4/4.

Der Streckenabschnitt I wies vor der Sanierung etwa doppelt so hohe Einsenkungen auf wie die angrenzenden Abschnitte. Es war also richtig, ihn im Ober- und Unterbau zu sanieren. Der Erfolg ist durch Vergleich der dünnen Linie mit der dicken Linie der Einsenkungen klar zutage getreten.

In den beiden Streckenabschnitten II und III wurde nur der Oberbau saniert. Die Sanierung hat eine klar erkennbare Spur hinterlassen.

In den Streckenabschnitten IV und V sind die Einsenkungen zwar geringer als im Abschnitt I vor der Sanierung, aber sie liegen trotzdem über dem üblichen Mass. Eine Sanierung, allerdings nur im Oberbau, wurde ein Jahr später (d.h. 1981) durchgeführt, um zu verhindern, dass der Untergrund auch in diesem Bereich mit der Zeit durch den Bahnverkehr beeinträchtigt wird und dann möglicherweise später eine Ober- und Unterbausanierung mit wesentlich höheren Kosten erforderlich macht.

**Literatur**

- [1] Eisenmann, J.: Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Eisenbahn- und Strassenoberbaus. Verlag W. Ernst + Sohn, 1974

Adressen der Verfasser: F.L. Yang, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbüro Heierli AG, Culmannstr. 56, 8033 Zürich, G. Schmutz, dipl. Ing. ETH, Generaldirektion SBB (Bauabteilung), Mittelstr. 43, 3030 Bern, und Th. Bürkli, dipl. Ing. ETH, Kreis III der SBB (Sektion Bahndienst IV), Untere Bahnhofstr. 2, 8640 Rapperswil.