

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 95 (1977)  
**Heft:** 13

**Artikel:** Gefährdung einer Wasserleitung durch Rammen von Pfählen  
**Autor:** Friedli, Peter / Stöcklin, Jörg / Werder, Fredi  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-73353>

#### **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:** 09.02.2026

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

## Gefährdung einer Wasserleitung durch Rammen von Pfählen

Von Peter Friedli, Zürich, Jörg Stöcklin, Luzern, und Fredi Werder, Bern

In unmittelbarer Nähe einer bestehenden  $\varnothing$  70-cm-Zementrohrleitung der Wasserversorgung Grenchen waren Rammpfähle zur Aufnahme der Pfeilerlasten eines Überführungsbauwerkes über die SBB-Linie Solothurn-Biel einzubringen. Die bestehende Leitung liegt innerhalb von ca. 7 m mächtigen Verlandungssedimenten auf ca. 1,50 m Sohlentiefe. Die Pfähle durchdringen die Verlandungssedimente und binden in die unterliegende Moräne ein. Innerhalb der Verlandungssedimente sind einzelne örtliche Wasserführungen vorhanden. Grundwasserträger ist die Moräne.

Während der Rammarbeiten wurden auf der Leitung Schwingungsmessungen durchgeführt. Bei einem seitlichen Abstand der Pfähle von der Leitung von min. 4 m wurden maximale vektoriell addierte Geschwindigkeiten von 15 mm/s. registriert. Damit wurden zusätzliche dynamische Randspannungen in den Leitungsröhren von ca. 4 kg/cm<sup>2</sup> erzeugt. Die Maximalwerte traten beim Festrammen der Pfähle in der Moräne auf. Leitungsverschiebungen resp. -setzungen wurden nicht festgestellt.

### Problemstellung

Im Jahre 1975 wurde der bestehende Niveau-Übergang der OV-Strasse Selzach-Altreu durch ein Überführungsbauwerk aufgehoben. Das letztere besteht aus einer Brücke über drei Felder mit beidseitig anschliessenden geschütteten Rampen. Parallel zu den überquerten Geleisen verläuft eine  $\varnothing$  70-cm-Rocbeton-Rohrleitung der Wasserversorgung Grenchen (Bild 1).

Der Geotechniker hatte die Aufgabe, das Risiko von Schäden an der bestehenden WV-Leitung infolge des Bauvorhabens abzuklären und eventuelle Massnahmen zu deren Schutz vorzuschlagen.

Im vorliegenden Aufsatz werden die im Zusammenhang mit den unmittelbar neben der Leitung eingebrachten Rammpfählen getroffenen Vorkehrungen und gemachten Beobachtungen beschrieben.

### Projekt

Das Projekt besteht aus einem Brückenbauwerk über drei Felder, wobei das mittlere Feld die *SBB-Doppelpur Solothurn-Biel* überspannt.

Die Pfeiler A und B sind Ortbetonscheiben, die auf Pfählen fundiert sind. Die beidseitigen Widerlager sind in den anschliessenden Dammschüttungen fundiert. Der Brückenüberbau besteht aus vorgefertigten Betontragelementen. Die beidseitigen Dammschüttungen sind je 6 m hoch.

Die bestehende Wasserleitung zieht im Axabstand von 5,65 m südlich des Pfeilers B durch. Der Pfeiler ruht auf einer 1 m starken Fundamentplatte. In diese binden zwei parallel zur Pfeilerflucht verlaufende Pfahlreihen zu je 5 Pfählen ein. Der minimale Abstand zwischen der Leitung und den nächstgelegenen Rammpfählen beträgt ca. 4 m (Bild 2 und 3).

### Voruntersuchungen

Anhand von Voruntersuchungen wurden folgende Punkte abgeklärt:

- Untergrundverhältnisse
- Grundwasserverhältnisse
- Bodenkennwerte (statische und dynamische)
- zu erwartende Erschütterungswerte
- zulässige Verformungs- und Spannungswerte der Leitung
- zu erwartende Beanspruchung der Leitung.

### Untergrundverhältnisse

Der Aufbau des Untergrundes ist aus dem Schnitt (Bild 3) ersichtlich. Es stehen oberflächlich ca. 7 m mächtige Verlandungssedimente wechselnder Kornzusammensetzung an, die durch kompakte Moränematerialien unterlagert sind. Die Verlandungssedimente bestehen im untersuchten Bereich vorwiegend aus tonigem Silt/Sand mit zum Teil Torfeinschlüssen, die Moränematerialien aus siltigen Kiessanden.



Bild 1. Abgeschlossenes Bauwerk

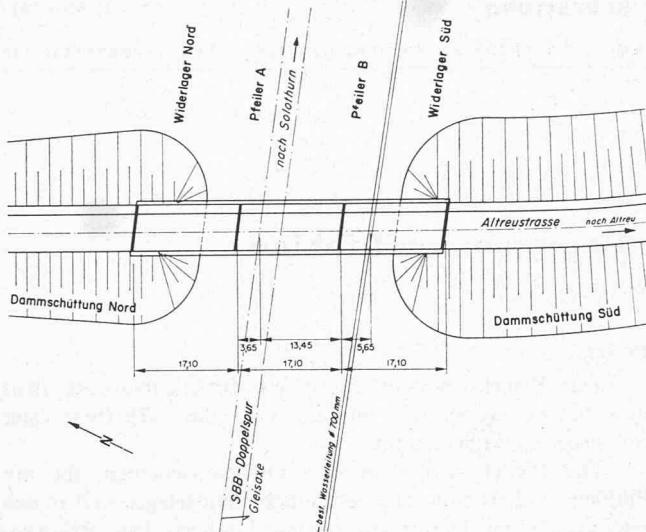


Bild 2. Situation

### Grundwasserverhältnisse

Innerhalb der Verlandungssedimente treten örtliche Wasserführungen auf. Grundwasserleiter ist die in 7 m Tiefe anstehende grobkörnige Moräne.

### Bodenkennwerte

Die Bodenkennwerte wurden teils anhand von Labor- und Feldversuchen ermittelt, teils wurden dafür für den fraglichen Materialtyp annehmbare mittlere Wertgrößen eingesetzt. In der folgenden Tabelle 1 sind die in Rechnung gestellten Werte aufgeführt.

Tabelle 1. Bodenkennwerte

	Verlandungs-sedimente exkl. Torf	Moräne-Materialien
Feuchtraumgewicht $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	1,8–2,0	2,1
Undrainierte Scherfestigkeit $s_u$ (t/m <sup>2</sup> )	5–7	–
Effektiver Winkel der inneren Reibung $\Phi'$	28–30°	38°
Effektive Kohäsion $c'$ (t/m <sup>2</sup> )	0,5–2	–
Zusammendrückungsmodul $M_E$ (Laststufe 10–20 t/m <sup>2</sup> )		
0–2 m ab OK Terrain (t/m <sup>2</sup> )	400	
2–4 m ab OK Terrain (t/m <sup>2</sup> )	1200	
4–7 m ab OK Terrain (t/m <sup>2</sup> )	4000	
ab 7 m ab OK Terrain (t/m <sup>2</sup> )	10 000	
Scherwellengeschwindigkeit $v_s$ (m/sec.)	200	
Schermodul $G$ (t/m <sup>2</sup> )	800	

### Theoretische Erschütterungswerte

Um die Auswirkung von Rammerschüttungen auf die Leitung abschätzen zu können, waren Messwerte bei Rammungen in ähnlichen Bodenverhältnissen zu beschaffen. Die ermittelten Angaben sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

### Zulässige Verformungs- und Spannungswerte

Die WV-Leitung besteht aus einzelnen vorgespannten Schleuderbetonrohren zu 5 m Länge. Die Rohre weisen Glockenmuffen mit Rollgummidichtungen auf.

Die Vorspannung der Rohre ist so gewählt, dass im unbelasteten Zustand ein Ringbetondruck von  $\sigma_b = 130 \text{ kg/cm}^2$

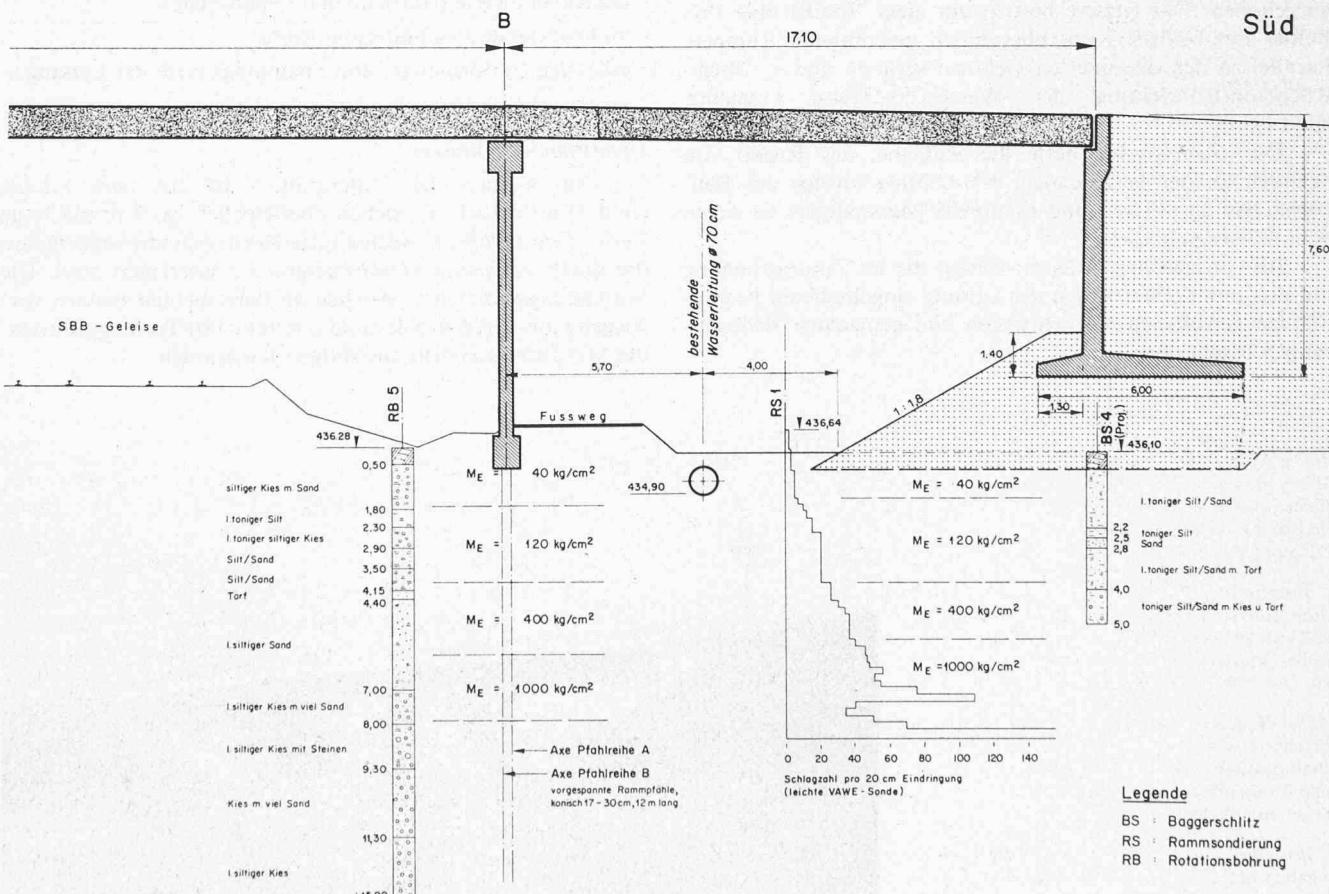


Bild 3. Schnitt mit geologischem Profil

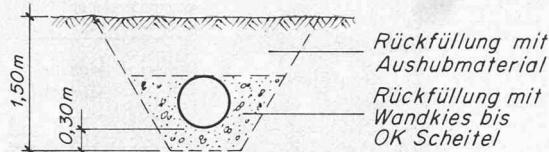


Bild 4. Einbau der Leitungsrohre

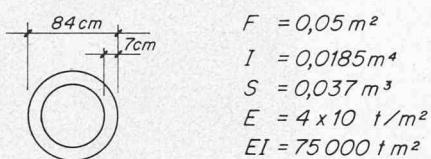


Bild 5. Querschnittswerte der Leitungsrohre

vorhanden ist. Unter Prüfdruck sind die Betonspannungen Null (Zero compression). Der Prüfdruck beträgt  $1,25 \cdot$  Nenndruck. Der Nenndruck setzt sich zusammen aus dem höchsten Betriebsdruck und eventuellen Druckzuschlägen. Die im untersuchten Leitungsabschnitt vorhandenen Rohre sind auf 18 atü Nenndruck dimensioniert.

Unter Ausnutzung der Sicherheit können die Rohre bei Nenndruck bis zu knapp  $25 \text{ kg/cm}^2$  Zugspannungen infolge dynamischer Belastung aufnehmen. Nach Angaben der Herstellerfirma beträgt die zulässige Axabweichung von Rohr zu Rohr ca.  $1^\circ$ . Damit beträgt die maximal zulässige Setzungsdifferenz von Rohr zu Rohr ca. 7 cm.

Im Rahmen der Voruntersuchungen wurden Längenprofil und Situation der bestehenden Leitung sorgfältig aufgenommen. Die dabei gemessenen, bereits vorhandenen Setzungsdifferenzen betrugen 4 cm. Damit verminderte sich das durch die Rammerschüttungen maximal induzierbare Verschiebungsgmass auf total 3 cm.

#### Theoretische Beanspruchung der Leitungsrohre

Als massgebend für die vorliegenden Verhältnisse wurden die von A. Süssstrunk übermittelten Werte  $v_{\max} = 8 \text{ mm/sec.}$  bei einer Frequenz von 30 Hz, d.h. eine Beschleunigung von rund  $1 \text{ m/sec.}^2$  bei 30 Hz angenommen. Diese Werte wurden beim Einbringen von Rammpfählen in tonigem Silt/Sand in

Tabelle 2. Vergleichende Messwerte ähnlicher Rammversuche

Quelle	Messwerte	Bodenverhältnisse	Bemerkungen
Michigan State Highway Commission: «Performance investigation of pile driving hammers + piles» (März 1965)	max. Vertikalbeschleunigung $a_{\max} = 100 \text{ ft/sec.}^2$	toniger Silt/Sand	nur am Pfahl selbst gültig
A. Süssstrunk: «Erschütterungsprobleme bei Tiefbauarbeiten in überbauten Gebieten» (Juni 1967)	max. Vertikalgeschwindigkeit $v = 1,5 \text{ mm/sec.}$ Frequenz $f = 12 \text{ Hz}$	Kiessand	Distanz zwischen Rammpfahl und Messpunkt $> 15 \text{ m}$
EMPA Bericht Nr. 67921 «Erschütterungs- und Schallmessungen, Baustelle Taubenhalde Bern» (Juli 1969)	max. Vertikalgeschwindigkeit $v = 0,3 \text{ mm/sec.}$ Frequenz $f = 10 \text{ Hz}$	Torfkomplex	Distanz zwischen Rammpfahl und Messpunkt $25 \text{ m}$
A. Süssstrunk: Angaben betreffs Messungen in Tayngen	$v = 6-8 \text{ mm/sec.}$ Frequenz $f = 30 \text{ Hz}$	toniger Silt/Sand	Distanz zwischen Rammpfahl und Messpunkt $6-8 \text{ m}$

einem Abstand von den Pfählen von 6 bis 8 m gemessen. Damit lässt sich die Beanspruchung der Leitungsrohre wie folgt ermitteln:

Die Amplitude der relativen Bodenverschiebungen in der Tiefe  $z$  infolge einer Schwingung mit der max. Beschleunigung  $a$  und der Schwingungsperiode  $T_n$  beträgt, ausgehend von der Bewegungsgleichung für die einfache harmonische Schwingung:

$$\delta_{nz} = a \cdot \frac{T_n^2}{(2\pi)^2} \cdot \sin \frac{2\pi}{T_n} \cdot t$$

Im Falle von isotropen, feinkörnigen Untergrundverhältnissen beträgt die fundamentale Schwingungsperiode

$$T_n = \frac{4D}{v_s}$$

$v_s$  = Scherwellengeschwindigkeit

$D$  = Mächtigkeit der Verlandungssedimente

Unter der Annahme, die Leitung erleide die gleichen Verschiebungen wie der Boden, lassen sich die damit in der Leitung entstehenden Zusatzkräfte wie folgt bestimmen:

$$\text{Moment } M = EI \frac{d^2 \delta}{dx^2}$$

$$\text{Querkraft } Q = EI \frac{d^3 \delta}{dx^3}$$

Aus den obigen Formeln und Werten lassen sich infolge der angenommenen Schwingungswerte folgende *Randspannungen am Rohr* ermitteln (Tabelle 3):

Tabelle 3. Randspannungen am Rohr

f (Hz)	a (m/sec. <sup>2</sup> ) (m)	$v_s$ (m/sec.)	M (m to)	Q (to)	$\sigma_z$ (to/m <sup>2</sup> )	$\tau$ (to/m <sup>2</sup> )
10	1,0	2	200	0,73	0,23	19,7
30	1,0	2	200	0,82	0,85	22,1

f: Frequenz der an der Leitung angreifenden Schwingungen  
a: Beschleunigung der an der Leitung angreifenden Schwingungen  
z: betrachtete Tiefe ab OK Terrain  
 $v_s$ : Scherwellengeschwindigkeit (Verlandungssedimente)  
M: an der Leitung erzeugtes Moment  
Q: an der Leitung erzeugte Querkraft  
 $\sigma_z$ : an der Leitung erzeugte Zugsspannung  
 $\tau$ : an der Leitung erzeugte Schubspannung

Für die durch die Rammarbeiten an der Leitung erzeugten Verformungen (Setzungen, Verschiebungen) konnte keine Prognose gestellt werden. Zur Kontrolle der Leitungsdeformationen und der laut der angestellten Berechnungen sehr hohen Zusatzspannungen wurde ein *ständiges Überwachen* der Leitung während der Rammarbeiten angeordnet. Diese Überwachung umfasste das *Messen von Schwingungswerten* auf der Leitung und die *ständige Kontrolle der Leitungsverformungen*.

#### Beobachtungen während der Ausführung

Die theoretisch ermittelte Beanspruchung der Leitungsrohre beruht auf Annahmen bezüglich maximal auftretender Schwingungswerte und dynamischer Bodenkennwerte. Die Grösse der an der Leitung angreifenden dynamischen Lasten infolge der Rammarbeiten hängt von sehr vielen Faktoren wie Schichtung und Lagerungsdichte des Untergrundes, Grundwasserhältnissen, Leitungsbettung usw. ab. Es kann somit

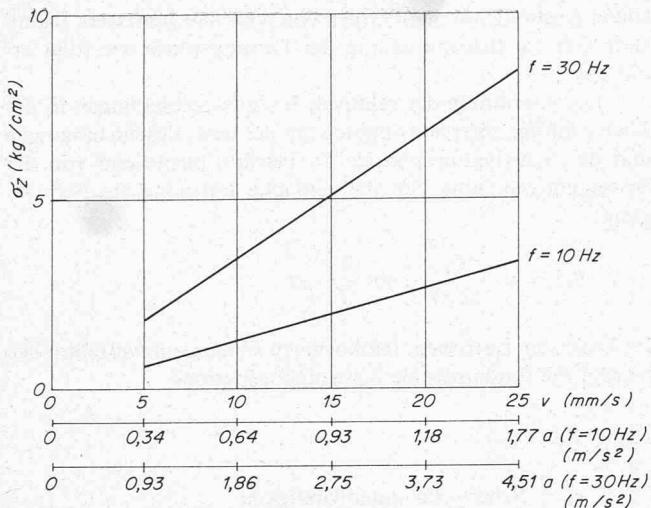


Bild 6. Diagramm der Zusatzspannungen

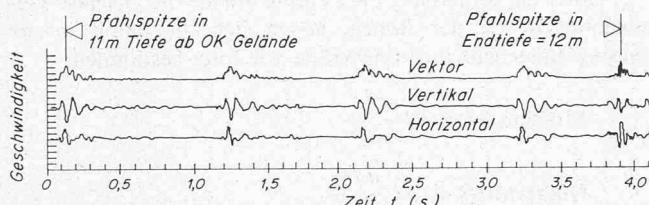


Bild 7. Messstreifen (Geschwindigkeit: ein Teilstrich auf der Ordinate = 1 mm/s).

Max. Vertikalgeschwindigkeit  $v_z = 4 \text{ mm/s}$   
 Max. Horizontalgeschwindigkeit  $v_r = 5 \text{ mm/s}$   
 Max. vektoriell addierte Geschwindigkeit  $v_v = 5 \text{ mm/s}$   
 Frequenz  $f = 12 \text{ Hz}$

nicht erwartet werden, dass die Beanspruchung der Leitung theoretisch genau vorausgesagt werden kann.

Aufgrund der Voruntersuchungen wurde ein Diagramm erstellt, aus welchem in Funktion von Geschwindigkeit und Frequenz der an der Leitung angreifenden Schwingungen die in den Leitungsrohren erzeugten Zusatzspannungen abgelesen werden können (Bild 6).

Im Zuge der ständigen Überwachung während der Rammarbeiten wurden einzelne Muffen der Leitung im interessierenden Bereich oberflächlich freigelegt. Es wurde jeweils auf der dem Rammort nächstgelegenen Muffe ein Geophon zur Messung der Schwingungswerte in 3 Dimensionen installiert. Von jeder Pfahlrammung bei Pfeiler B wurden Zeit/Geschwindigkeit-Diagramme aufgenommen (Bild 7). Die beobachteten Maximalwerte sind die folgenden:



Bild 8. Rammen der Pfähle

$$\begin{aligned} v_{\max} (\text{vekt. add.}) &= 15 \text{ m/s} \\ a_{\max} &= 93 \text{ m/s}^2 \\ f_{\max} &= 25 \end{aligned}$$

Die erzeugten max. Zusatzspannungen in den Rohren betrugen somit  $4 \text{ kg/cm}^2$  und erreichten knapp 20 Prozent der bei Nenndruck bis Zero compression ausnutzbaren Spannungsreserve. Die laufend durchgeführten Verschiebungsbefahrungen zeigten keinerlei signifikante Werte. Als Pfähle kamen 12 m lange konische vorgespannte Schleuderbetonpfähle  $\varnothing 35/17 \text{ cm}$  der Firma Losinger zur Anwendung. Die Pfähle wurden mit einer Freifallramme bis zum Festsitzen in der kompakt gelagerten Moräne gerammt (Bild 8).

Die Daten der Ramme sind folgende:

Bärgewicht:	5 to
Schlaghöhe:	50 cm
Schlagfrequenz:	ca. 50 Schläge pro Minute
Rammpolster:	aus Holz

Die maximalen Erschütterungen an der Leitung traten während des Festschlages der Pfähle in der Moräne auf.

Bauherr:	Schweizerische Bundesbahnen, Kreis II
Projektierender Ingenieur und Bauleitung:	Ingenieurbüro Weber & Angehrn, Solothurn

Adressen der Verfasser: J. Stöcklin, dipl. Ing. ETH, Sektionschef Tiefbau, SBB, Kreis II, Luzern; F. Werder, dipl. Ing. ETH, SBB, GD, Bern, vormals Marti AG, Bern; P. Friedli, dipl. Ing. ETH, Geotechnik, Kreuzbühlstrasse 8, 8008 Zürich.

## Verschiedene Pfahlsysteme und ihr Tragverhalten

Von Franz Andres und Hans Walter Müller, St. Gallen

Ein bekanntes *Textilwerk im Vorarlberg* verfügt im unteren *Rheintal* über grössere Landreserven, die in den nächsten Jahren etappenweise zwecks Werkerweiterung überbaut werden sollen. Allgemein ist bekannt, und an den bestehenden Bauten lässt sich auch erkennen, dass der Untergrund, bestehend aus jungen Verlandungssedimenten, bis in grosse Tiefen als stark zusammendrückbar anzusehen ist und vermutlich Pfahlgründungen verlangt. Zur Vorabklärung gelangten deshalb einige verrohrte Kernbohrungen bis auf eine Tiefe von 30 m zur Ausführung.

### Geologische und bodenmechanische Gesichtspunkte

Der Schichtaufbau, wie auch die Lage des Grundwasserspiegels gehen aus dem Profil der Kernbohrung KB4 hervor, die mit den anderen drei Bohrungen mehr oder weniger identisch ist (Bild 1).

Bereits nach Abschluss der ersten Sondierbohrung stand fest, dass das Bauvorhaben relativ schwierige erdbaumechanische Probleme aufgeben wird. Aus der «siltig»-torfigen Verlandungsserie wurden deshalb ungestörte Bodenproben mit dem Kolbenentnahmegerät gewonnen und im Erdbaulabor auf