

Havarie und Neuplanung einer Wasserleitung in hochaktiven Senkungsgebieten über Salzkarst

Damage to a water pipeline due to subsidence above salt karst, and planning a safer route

Mit 8 Abbildungen

GERD SUDERLAU & JÜRGEN FENK

Zusammenfassung: Intensive Subrosionsvorgänge im Zusammenhang mit dem Flutungsprozeß in der Mansfelder Mulde führten Mitte der 70er Jahre in Teilen der Stadt Eisleben zu starken, oft bruchartigen Oberflächendehformationen mit umfangreichen Bauschäden. Nach einer Phase relativer Ruhe traten 1995 erneut Senkungsbewegungen auf, die zum Bruch einer Hauptversorgungsleitung der MIDEWA führten. Die Leitung, die den gesamten Südraum Sachsen-Anhalt mit Fernwasser versorgt, mußte daraufhin völlig neu geplant werden. In diesem Zusammenhang war eine Senkungs- und Deformationsprognose gefordert. Sie mußte wegen fehlender Senkungsmeßergebnisse auf Vergangenheitsdaten aufbauen. Dies entspricht einer worst-case-Betrachtung, so daß die prognostizierten Deformationsparameter auf der sicheren Seite liegen. Daraufhin vorgeschlagene und realisierte technische Sicherungsmaßnahmen garantieren eine Betriebssicherheit der Leitung über viele Jahrzehnte.

Abstract: In the mid-1970s, strong underground solution (subrosion) associated with flooding took place in the Mansfeld syncline and caused considerable subsidence and often fracture-like surface deformation with serious damage to buildings in certain areas of the town of Eisleben. After a relatively quiet period, subsidence re-occurred in 1995 damaging one of MIDEWA's main water pipelines. As a consequence, the pipeline, which supplies water to the whole southern area of Saxony-Anhalt, had to be completely re-designed. In this context, future subsidence and deformation had to be predicted. Due to the lack of subsidence measurements, the prediction had to rely on historical data. With this worst-case assumption, the predicted deformation parameters are on the safe side. Technical safeguards proposed and installed on this basis will guarantee operational reliability of the pipeline for many decades.

1 Historische Entwicklung der Senkungsvorgänge in Eisleben und Problemstellung

Die subrosionsbedingten Senkungsvorgänge in Eisleben hängen in sehr starkem Maße mit der Entwicklung des Mansfelder Kupferschieferbergbaus zusammen.

Am Ende des 19. Jahrhunderts unterteufte der Kupferschieferbergbau Verbreitungsgrenzen von Steinsalzlagerstätten (Werra- und Staßfurtsteinsalz). Dabei kam es über Karstsysteme zu massiven Wassereintritten in die Grubengebäude, z.B. aus Richtung des ehemaligen Salzigen Sees, der zur Rettung des Bergbaues gesümpft werden mußte. Die Frischwasserzuflüsse bewirkten starke Lösungsvorgänge an den Steinsalzlagerstätten, was zu intensiven Senkungsvorgängen an der Oberfläche führte. So war das Stadtgebiet in unmittelbarer Umgebung der sog. „Siebenhitze“ (Senkungskessel 1) damals von

Senkungen von mehr als 4 m betroffen. Im NW der Stadt war der „Stiftsteich“ ein Einbruchstrichter aus jener Zeit.

Nach 1910 klangen die Senkungen in Eisleben rasch ab und nahmen einen stetigen Verlauf. Erst als im Jahre 1970 der Bergbaubetrieb und damit die Grubenwasserhaltung eingestellt wurden, kam es mit dem Aufgehen der Grubenwässer in Eisleben ab 1973 zur Überflutung isolierter Steinsalzvorkommen, damit erneut zu starken Oberflächendehformationen mit den schon oben beschriebenen Konsequenzen.

Die Senkungen intensivierten sich ständig, und die Folgen für die baulichen Anlagen waren verheerend: Versorgungssysteme (Gas, Wasser, Kanäle) gingen massenhaft zu Bruch, Wohnhäuser wurden durch Zerrungen, Pressungen und

Schiefstellungen bis zur Unbewohnbarkeit zerstört und mußten abgerissen werden. Im Zentrum des Senkungskessels 1 hatten die Vertikalbewegungen ein Maß von 1,50 m weit überschritten.

Auch andere Teile der Stadt waren von den Vorgängen betroffen. Während das Stadtzentrum noch glimpflich davonkam, führten im Jahre 1976 extreme Absenkungen am Westrand der Stadt in kürzester Zeit zum Verlust eines ganzen Industriegebietes, der Karl-Liebknecht-Hütte (Senkungskessel 4 und 5).

Innerhalb eines Tages senkte sich die Geländeoberfläche im Zentrum des Senkungskessels 5 um mehr als 10 m ab. Die Ereignisse waren mit schweren „Gebirgsschlägen“ verbunden. Einen Eindruck über das Ausmaß der Zerstörungen im Hüttengelände vermittelt Abb. 1. Da eine Aufrechterhaltung der Produktion unter diesen Umständen nicht mehr möglich war, wurden das Betriebsgelände in der Folgezeit geschliffen und der Senkungskessel verfüllt. Lediglich eine durch das Gebiet führende Hauptwasserleitung der MIDEWA GmbH mußte in dieser Zeit erneuert werden, um die Versorgung des Großraumes Eisleben aufrecht zu erhalten. 19 Jahre später brach diese Leitung an mehreren Stellen nördlich des Senkungskessels 5 infolge erneuter Senkungsbewegungen. Im Bereich des sog. „Stiftsteiches“ waren seit März 1995 bruchartige Oberflächensenkungen mit Böschungsbrüchen beobachtet worden. Die Leitung tangiert dieses Senkungsgebiet und verläuft weiter nach Süden über den Randbereich des Senkungskessels 5 (Abb. 2).

Das Erscheinungsbild der Schäden (Flanschriss

alle 12 m) ließ darauf schließen, daß nicht die Ereignisse am Stiftsteich, sondern meßtechnisch nicht erfaßte gleichzeitige Bewegungen im Senkungskessel 5 zum Überschreiten der Zugfestigkeiten geführt haben. Der Kraftangriff erfolgte hier in Richtung der Leitungsachse mit einer verstärkten Zerrungsbeanspruchung.

Begünstigt wurde der Kraftangriff durch die Verlegetart: Der Rohrgraben war mit stark bindigen Aushubmassen verfüllt worden, so daß die Leitung aufgrund erheblicher Mantelreibungskräfte keine Möglichkeit hatte, Längenänderungen durch Gleiten abzubauen.

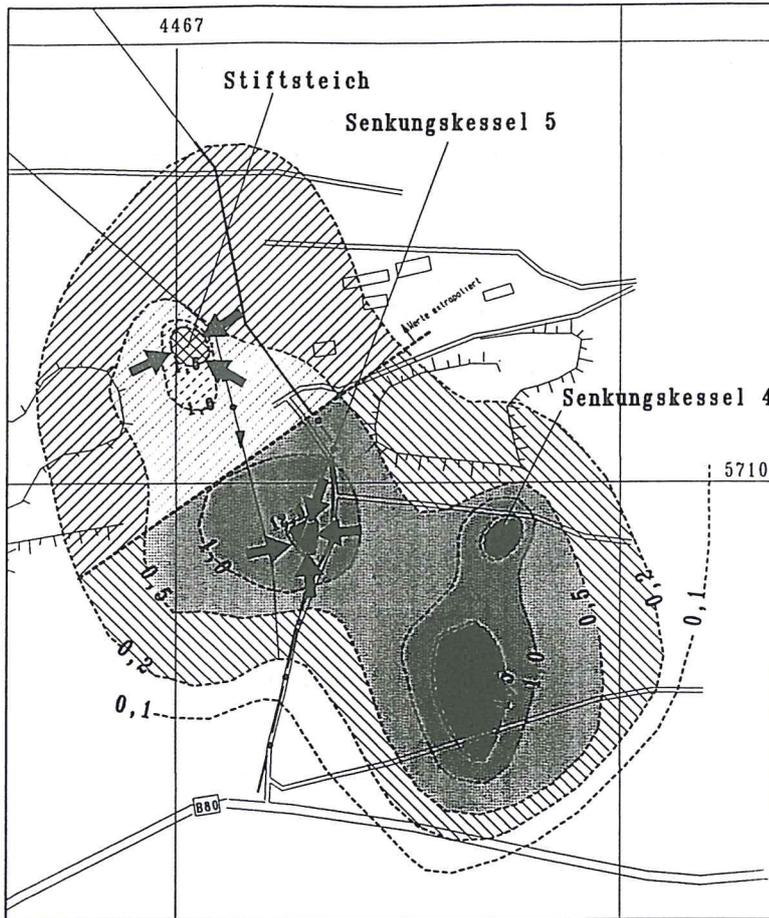
Um die Versorgungssicherheit weiterhin zu gewährleisten, wurde ein provisorischer Bypass verlegt. Im Rahmen einer großräumigen Versorgungskonzeption für den gesamten Südraum Sachsen-Anhalt sind zeitparallel von der MIDEWA Planungsarbeiten in Auftrag gegeben worden, die in den sensiblen Karstgebieten der ehemaligen Karl-Liebkecht-Hütte die Bauabschnitte 1 und 2 umfaßten.

2 Geologische Situation und Senkungsprognose

Zu den Ereignissen am „Stiftsteich“ liegt eine Stellungnahme des Geologischen Landesamtes Sachsen-Anhalt vor (HEROLD 1996). Danach befindet sich das Untersuchungsgebiet im Südwestteil der Mansfelder Mulde in einer geologisch sehr empfindlichen Position, in der im Untergrund ab ca. 190 m Tiefe (Abb. 3) zwei Karsthorizonte (Gipse des Zechstein 1 und 2 sowie Werrasteinsalz) vorhanden sind.



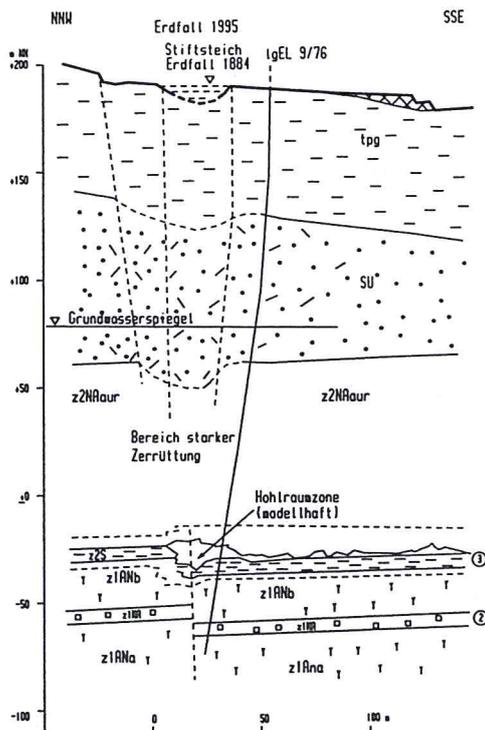
Abb. 1: Zerstörungen im Gelände der Karl-Liebkecht-Hütte 1976. (Foto: SUDERLAU)



Legende:

- Wasserleitung bestehend
- Neubau Wasserleitung (1. Bauabschnitt)
- Neubau Wasserleitung (2. Bauabschnitt)
- ↓ Vektoren der Senkungseinwirkungen

Abb. 2:
Subrosionssenkungen
1974 - 1983 in m.



Legende:

- tpg Tertiär: schluffiger Ton
- SU Unterer Buntsandstein: Zersetzungsprodukte und Einsturzbrekzie
- z2Naaur Zechstein: Gips und Anhydrit als Auslaugungsrückstand des Staßfurt-Steinsalzes
- z2S Zechstein: Stinkschiefer, teilweise verstrützt
- z1ANb Zechstein: Oberer Werra-Anhydrit
- z1NA Zechstein: Werra-Steinsalz
- z1ANa Zechstein: Unterer Werra-Anhydrit
- ② Karsthorizont 2
- ③ Karsthorizont 3
- Störung, Einsturzbereich
- IgEL 9/76 Ingenieurgeologische Bohrung Eisleben 9/76

Abb. 3: Ingenieurgeologische Situation am Nordrand des Martinschächter Flözgrabens.
(Die Darstellung wurde freundlicherweise vom Geologischen Landesamt Sachsen-Anhalt zur Verfügung gestellt.)

Dies sind

- das Werrasteinsalz (z1NA), in der Bohrung IgEL 9/76 nur geophysikalisch nachgewiesen, und
- der oberste Teil des oberen Werraanhydrits (z1ANb) einschließlich der tieferen Teile der sulfatischen Auslaugungsrückstände des Staßfurt-Steinsalzes (z2NAaur) - hier wurden Hohlräume bis 5 m Höhe nachgewiesen.

Wesentlich für die Karstprozesse ist die Lage des Gebietes über dem Nordrand des Martinschächter Flözgrabens. Hier bestanden günstige Möglichkeiten für Frischwasserzutritte an die auslaugbaren Gesteine.

Die intensiven Bewegungen ab 1995 werden auf das Zubruchgehen alter, bereits im Gebirge befindlicher Hohlräume zurückgeführt, die zu Zeiten günstigerer geohydraulischer Bedingungen in o.g. Karsthorizonten entstanden sind. Diese Verhältnisse bestanden während des gesamten Zeitraumes intensiver bergbaulicher Entwässerungsmaßnahmen bis zum Zeitpunkt des Überstauens der Karsthorizonte durch die aufgehenden Wässer nach Einstellung des Kupferschieferbergbaues im Jahre 1970. Der Flutungsverlauf war mit dem Erreichen des Schlüsselstollenniveaus (+77 m NN) im Jahre 1981 abgeschlossen. Sämtliche wasserlöslichen Gesteine sind somit überstaut, d.h. die intensiven Laugungsprozesse sind weitgehend abgeklungen. Dennoch sind eingeschränkte Lösungsprozesse infolge permanenter Stüßwasserzufuhr über das großräumige Karstsystem sowie Verbrauchsprozesse über Resthohlräumen auch künftig möglich.

2.1 Senkungsprognose Bauabschnitt 1

Aus Abb. 2 geht hervor, daß die neue Leitung in einem Bereich liegt, in dem zwischen 1974 und 1983 Vertikalbewegungen in der Größenordnung von 200 mm bis 700 mm (= 22 mm bis 78 mm/Jahr) auftraten. Danach sind bis 1995 jährlich Absenkungen von max. 30 mm hinzugekommen (= 360 mm). Insgesamt ergeben sich von 1974 bis 1995 max. 1060 mm Gesamtsenkungen für den betreffenden Leitungsabschnitt. Für die Etappe von 1983 - 1995 ist demnach eine deutliche Reduzierung der Senkungsgeschwindigkeiten festzustellen, was auf eine Stabilisierung nach Abschluß des Wasseranstieges in der Mansfelder Mulde zurückzuführen ist. Folglich ist die Aussage zulässig, daß die Vertikalbewegungen großflächig nicht über denen der letzten 12 Jahre liegen werden (30 mm/Jahr). Das schließt nicht aus, daß episodisch stärkere Bewegungen in einer Größenordnung wie im Frühjahr 1995 auftreten können.

Wegen der bestehenden Aussageunsicherheiten hinsichtlich der Senkungsentwicklung war eine worst-case-Betrachtung angebracht. Da ein aussagekräftiges Meßnetz im Untersuchungsgebiet nicht mehr existiert, waren Berechnungen der zu erwartenden Längenänderungen aus dem

Senkungsbild nicht möglich. Man kann sich aber wie folgt behelfen:

An der havarierten Leitung sind die Flansche alle 12 m abgerissen. Die Spaltbreiten an den Flanschen betragen 1 bis 4 cm. Rechnet man pro Flansch mit einer mittleren Rißbreite von 2 cm, so erhält man für die gesamte Leitungslänge (350 m) Dehnungsbeträge von 1,7 mm/m, erzeugt in 19 Jahren. Um auf der sicheren Seite zu liegen, wird dieser Wert um die Hälfte erhöht, da Spannungsakkumulationen in der Leitung berücksichtigt werden mußten. Die Annahme eines Sicherheitsfaktors ist aufgrund von Erfahrungen in Bergbaugebieten zweckmäßig (ORCHARD 1957, KIWITT 1973).

Geht man nun davon aus, daß die Oberflächensenkungen im Prognosezeitraum von 60 Jahren mit gleicher Intensität wie bisher verlaufen, erhält man unter Verwendung o.g. Berechnungsansätze Längenänderungen von 0,13 mm/m/a oder von 8,0 mm/m/60a.

Diesen beachtlichen Beträgen war die neu zu verlegende Leitung konstruktiv anzupassen.

2.2 Senkungsprognose Bauabschnitt 2

Die Erneuerung der Wasserleitung weiter nach Süden sollte in einem 2. Bauabschnitt erfolgen. Die Leitung verläuft hier, wie erwähnt, über den Randbereich des Senkungskessels 5 (Abb. 2). Auch für dieses Gebiet war eine Senkungsprognose gefordert. Die Voraussetzungen dafür waren infolge einer besseren Datengrundlage günstiger als im Trassenbereich des 1. Bauabschnittes, da die Ergebnisse geometrischer Nivellements von 18 Höhenfestpunkten bereitgestellt werden konnten. Mit Hilfe dieser Ausgangsdaten waren durch Deformationsanalyse für ein Flächenraster längs der Trasse Senkungen, Schiefelagevektoren und für interessierende Trassenpunkte vertikale Krümmungsbeträge zu ermitteln. Aus vertikalen Krümmungen kann auf Zerrungen bzw. Pressungen geschlossen werden, wenn deren funktionaler Zusammenhang bekannt ist oder aus entsprechenden Meßwerten abgeleitet werden kann; solche Meßwerte liegen für den Bereich des Stiftsteiches vor.

Die Prognose wurde sowohl für maximal zu erwartende Senkungen als auch Senkungsgeschwindigkeiten durchgeführt, um auf maximal mögliche Verformungen und Verformungsgeschwindigkeiten des Geländes im Trassenbereich schließen zu können. Die maximalen Senkungen und Senkungsgeschwindigkeiten sind entweder unmittelbar aus den vorhandenen Zeitreihen der einzelnen Höhenfestpunkte abzuleiten oder mittelbar aus einem zu bestimmenden regressiven Zusammenhang zwischen Senkungen und Senkungsgeschwindigkeiten zu schätzen.

Die Ergebnisse der Nivellements beziehen sich auf unterschiedlich lange Messungs-Zeiträume. Nur für vier Punkte liegen Ergebnisse von Messungen im Zeitraum von 6/62 bis 3/91 vor; für drei ausgewählte

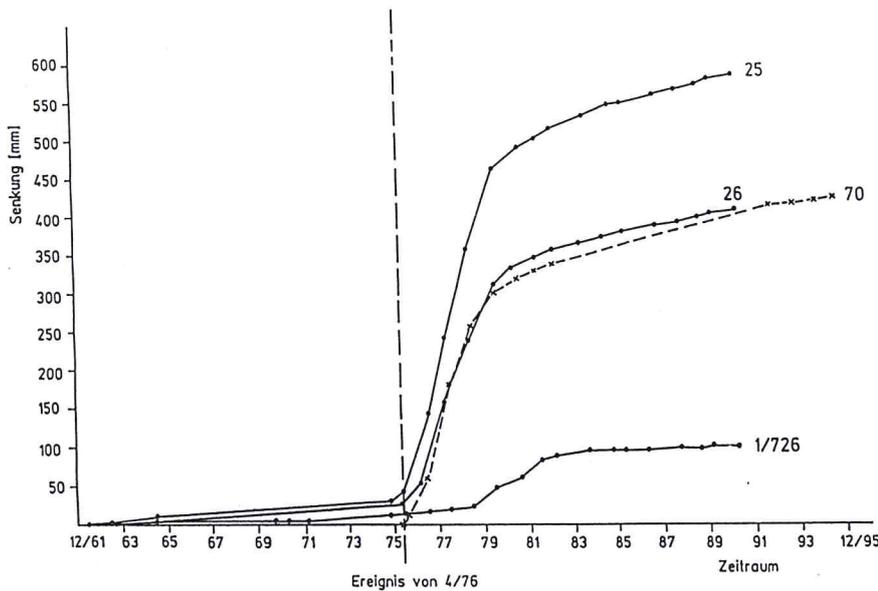


Abb. 4: Zeitsenkungskurve für ausgewählte Höhenfestpunkte im TWL-Bauabschnitt.

Punkte (25, 26 und 1/726) erfolgte die Darstellung der Zeit-Senkungs-Kurven in der Abb. 4. Diesem Bild ist zu entnehmen, daß bis zur Entstehung des Senkungskessels 5 im April 1976 gleich geringe Senkungsgeschwindigkeiten zu verzeichnen sind. Nach dem Ereignis von 4/76 steigen die Senkungsgeschwindigkeiten sehr stark an, um etwa ab 1980/81 wieder deutlich stetig abzunehmen. Wie am Beispiel des Punktes 70 darüber hinaus zu erkennen, ist die anhaltende Tendenz der stetig abnehmenden Senkungsgeschwindigkeit bis August 1995 meßtechnisch nachgewiesen.

Damit war es möglich, unter Zugrundelegung der für Senkungsprozesse mit stetig abnehmender Senkungsgeschwindigkeit geltenden Zeit-Senkungs-Funktion (DZEGNIUK et al. 1987)

$$s_t = s_{max} [1 - \exp(-ct)]$$

die zu erwartenden Maximalsenkungen s_{max} - bezogen auf den Zeitpunkt 4/76 - für den größten Teil der Festpunkte zu berechnen (s_t -Senkungen zu Zeitpunkten t ; c -Zeitparameter).

Durch Regressionsanalyse war es weiterhin möglich, einen statistisch gesicherten Zusammenhang zwischen maximalen Senkungen und maximalen Senkungsgeschwindigkeiten festzustellen. Mit Hilfe dieses Zusammenhanges gelang es schließlich, für das gesamte gegebene Festpunktfeld lückenlos sowohl maximale Senkungen als auch maximale Senkungsgeschwindigkeiten als Ausgangsdaten für eine Deformationsanalyse bereitzustellen. Diese soll am Beispiel einer Auswertung der Senkungen dargestellt werden.

Ausgehend von den für die Höhenfestpunkte vorliegenden maximalen Senkungen wurden mit Hilfe des multiquadratischen Interpolationsverfahrens für ein Flächenraster mit einer Maschenweite von 10 m x 10 m Senkungen und Schiefelagevektoren berechnet. Aus den Schieflagen wurden maximale vertikale Krümmungen für 13 Punkte der Trasse im

Bauabschnitt 2 ermittelt und in Form von Krümmungsellipsen gemeinsam mit den Linien gleicher maximaler Senkungen (Angaben in Meter) in Abb. 5 dargestellt. Der Radius der Referenzkreise entspricht einer vertikalen Krümmung von 100 ppm/m, d.h. einem Krümmungsradius $r_K = 10$ km. Art und Betrag der Krümmung sind aus den richtungsabhängigen Abweichungen der Krümmungsellipsen von den Referenzkreisen zu entnehmen:

- Ellipsenradius > Kreisradius: Konvexe Krümmung (und Zerrung),
- Ellipsenradius < Kreisradius: Konkave Krümmung (und Pressung).

Aus der Abb. 5 geht somit hervor, daß im Bereich der Wasserleitungstrasse maximale konvexe Krümmungen von 115 ppm/m ($r_K = 9$ km) und maximale konkave Krümmungen von 100 ppm/m ($r_K = 10$ km) aufgetreten sind. An diesen Werten sollten die bautechnischen Sicherungsmaßnahmen an der Wasserleitung orientiert werden, wobei zu beachten ist, daß erfahrungsgemäß vertikale Krümmungen der Geländeoberfläche nicht mit den Krümmungsbeanspruchungen von Rohrleitungen übereinstimmen. Das gilt sowohl hinsichtlich der Beträge der Krümmungen als auch der Lage von Krümmungsmaxima.

Wie bereits erwähnt, kann aus vertikalen Krümmungen auf Zerrungen/Pressungen geschlossen werden, wenn für analoge Gebirgs- und Hohlraumverhältnisse ein entsprechender Zusammenhang aus Senkungs- und Horizontalverschiebungsmessungen gefunden werden konnte. Voraussetzung dafür wäre allerdings eine trogförmige stetige Senkung der Geländeoberfläche über dem konvergierenden unterirdischen Hohlraum (Trogtheorie nach LEHMANN 1919/20). Eine entsprechende Auswertung der Messungen im benachbarten Bereich

des Stiftsteiches erbrachte diesbezüglich leider kein nutzbares Ergebnis. Es zeigte sich, daß die Horizontalverschiebungen am Stiftsteich generell nach Südosten gerichtet sind, was auf noch ablaufende Bodenbewegungen im Senkungskessel 5 zurückzuführen ist. Weiterhin deuten die Horizontalverschiebungen am Stiftsteich auf unregelmäßig verlaufende Bruchprozesse (Rutschungen), weshalb Zusammenhänge zwischen vertikalen Krümmungen und Zerrungen/Pressungen nicht zu ermitteln waren.

Eine Lösung des Problems könnte in der Nutzung von sog. Deformationskriterien für Schutzkategorien von Objekten und Anlagen gesehen werden, wie sie im russischen und polnischen Bergbau üblich sind und auch im ostdeutschen Bergbau (Wismut, Kali) angewendet wurden (GDA 1982). Danach sind z. B. für zentrale Rohrleitungen über Abbaufeldern des Kali- und Steinsalzbergbaues Krümmungsradien von ≥ 10 km und Zerrungen/Pressungen von ≤ 2 mm/m zugelassen. Wird daraus geschlossen, daß mit den im vorliegenden Falle der Wasserleitungstrasse

berechneten vertikalen Krümmungen mit Radien von 9 bis 10 km Zerrungen/Pressungen von etwa 2 mm/m verbunden sind, so deutet das auf zu erwartende Beanspruchungen der Rohrleitung, die bautechnisch sicher beherrschbar sind.

3 Technische Sicherungsmaßnahmen

Aufgrund der prognostizierten Verformungen (für den 1. Bauabschnitt 8 mm/m/60a) sind folgende Sicherungsmaßnahmen vorgeschlagen worden:

- Einsatz von Rohren mit Langmuffen (Buderus duktil),
- Sicherung der Verbindungsstellen mit Huckenbeck-Zug-/Schubsicherungen,
- Verlegung der Leitung im Halbgraben mit frostfreier Überdeckung,
- Bettung in rolliges Material zur Reduzierung der Gleitwiderstände.

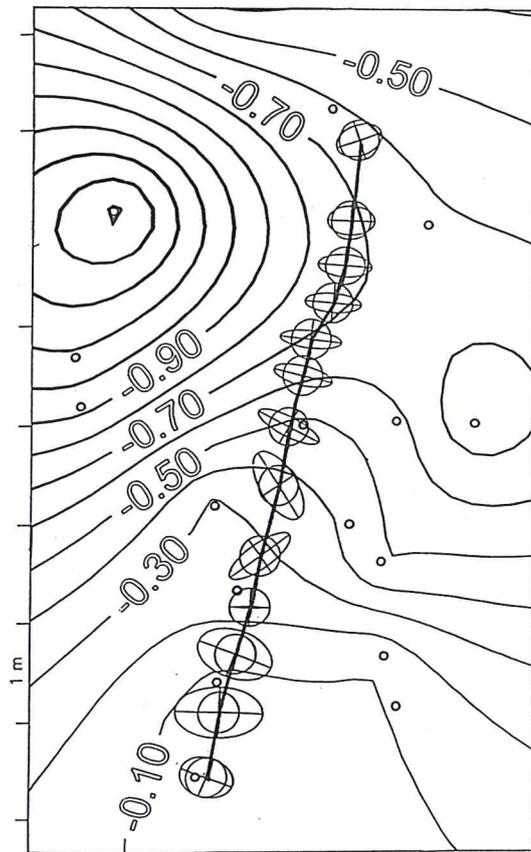


Abb. 5:
Maximale vertikale Krümmungen
im Trassenbereich.

Alle Vorschläge sind beim Bau berücksichtigt worden (Abb. 6 - 8). Wie richtig diese Herangehensweise war, zeigen neue starke Senkungsvorgänge vom Juni 1996 mit beträchtlichen Ausweitungen des Senkungskessels „Stiftsteich“. Im Bereich eines 50 m langen Teilstückes der neuen Leitung sind - meßbar an den Öffnungsweiten zahlreicher Zerrspalten an der Geländeoberfläche - Dehnungsbeträge von insgesamt 20 cm registriert worden. Die Leitung hat diese Bewegungen schadlos überstanden. Auch für den 2. Bauabschnitt sind die gleichen Sicherungsmaßnahmen empfohlen worden.

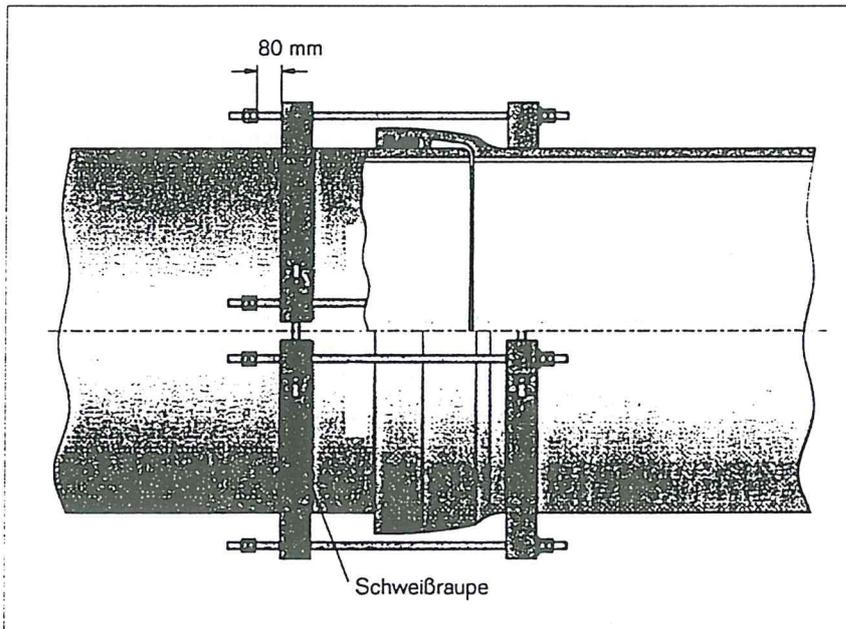


Abb. 6:
Rohrsicherung -
Ausgangszustand.

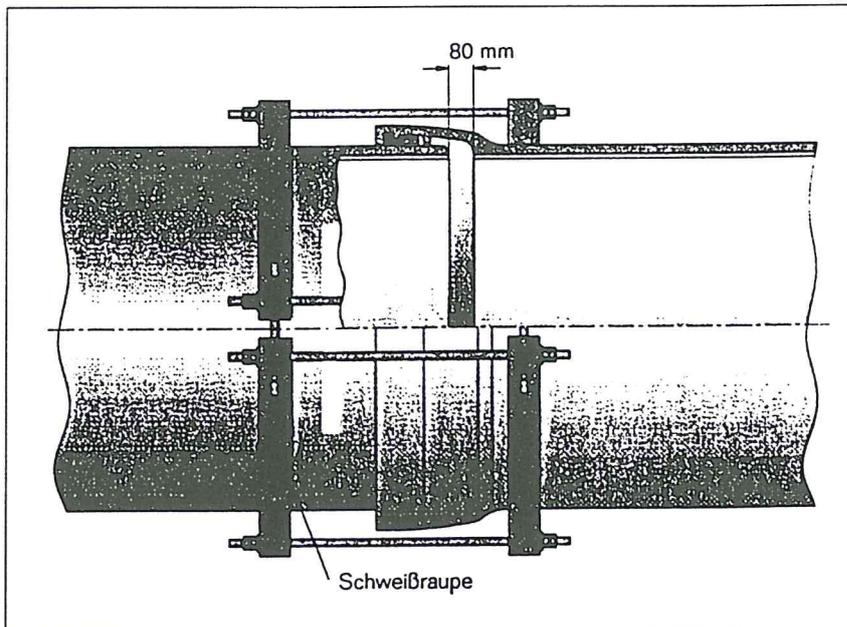


Abb. 7:
Rohrsicherung -
Begrenzung auf 80 mm.

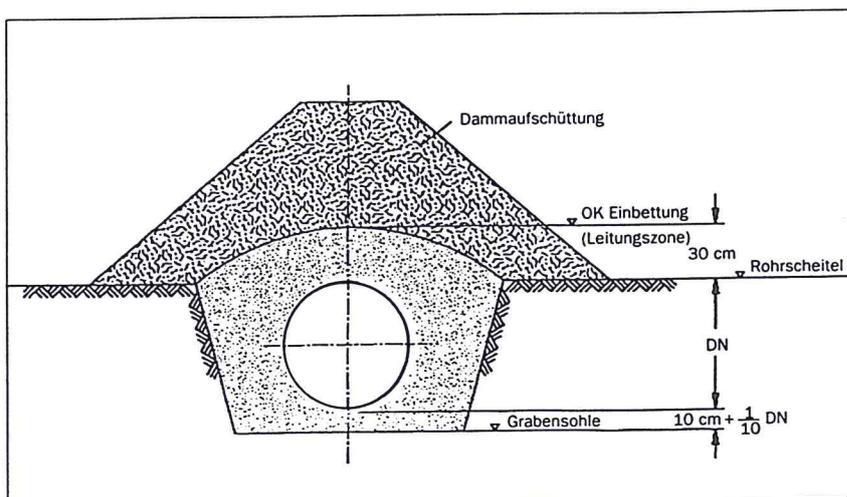


Abb. 8:
Modifizierter Flachgraben
mit Aufschüttung.

Literatur

- DZEGNIUK, B., FENK, J. & PIELOK, J. (1987): Analyse und Prognose von Boden- und Gebirgsbewegungen im Flözbergbau.- Freiburger Forsch.-H., A 729, 43 S.; Leipzig (Dt. Verlag Grundstoffind.).
- HEROLD, U: (1996) Landesamtliche ingenieurgeologische Stellungnahme zum Erdrückbruch am Stützteich der Lutherstadt Eisleben (Sachstands-analyse).- Geol. L.-A. Sa.-Anh. [Unveröff.].
- KIWIWIT, W.: (1973) Über das Verhalten von erdverlegten Rohrleitungen unter akuter Bergbau-einwirkung.- Diss. Techn. Univ. Clausthal-Zellerfeld.
- LEHMANN, K. (1919/20): Bewegungsvorgänge bei der Bildung von Pingen und Trögen.- Glückauf, Essen.
- ORCHARD, R.-J.: (1957) Prediction of the magnitude of surface movements.- European Congress on Ground Movement, Leeds.
- GDA (1982): GD-Anweisung 11/82 Kombinat Kali: Verträglichkeitskriterien für Objekte der Tagesoberfläche über Abbaufeldern des Kali- und Steinsalzbergbaues.- Sondershausen [Unveröff.].

Anschrift der Autoren:

Dr. Gerd Suderlau
HPC HARRESS PICKEL CONSULT GmbH
Geusaer Str. 1
06217Merseburg

Prof. Dr. habil. Jürgen Fenk
TU Bergakademie Freiberg
Inst. f. Markscheidewesen und Geodäsie
Agricola Str. 1
09596 Freiberg (Sa.)