

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Anton Sroka
Gutachtenbüro
Hofmannstraße 31
01277 Dresden

Gutachterliche Stellungnahme
zur Auswirkung des Grubenwasseranstiegs im Ostfeld des
Bergwerkes Ibbenbüren auf die Tagesoberfläche

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Anton Sroka

Mitarbeiter: Dr. -Ing. habil. Krzysztof Tajduś, Prof. IMG PAN

Dr. -Ing. Rafał Misa

Dresden-Kraków, August 2016- Juli 2017

Inhaltsverzeichnis

1. Einführung.....	3
2. Zur Prognose grubenwasseranstiegsbedingter Hebungen	4
2.1. Verfahren von Pöttgens (1985)	6
2.2. Analytisches Verfahren von Fenk (2000)	9
2.3. Verfahren von Sroka & Preuße (2005, 2009).....	13
3. Bisherige Untersuchungsergebnisse zu den Kennwerten der mathematischen Hebungsmodelle. Validierung des Hebungsmodells von Sroka & Preuße.....	18
4. Identifizierung der Kennwerte des Verfahrens von Sroka & Preuße	22
5. Vorausberechnung wasseranstiegsbedingter Bodenbewegungselemente	29
6. Bergschadenkundliche Bewertung von abbauinduzierten Bodenbewegungen hinsichtlich ihrer Einwirkung auf Gebäude	36
6.1. Bergschadenrelevante Bodenbewegungselemente	36
6.2. Gebäudeempfindlichkeit gegenüber bergbaubedingten Bodenbewegungen ..	37
7. Zu un stetigen wasseranstiegsbedingten Bodenbewegungen	45
8. Fazit	59
9. Literaturverzeichnis	60

Anlass

Im Juli 2016 hat sich die RAG Anthrazit Ibbenbüren GmbH an den Gutachter mit der Anfrage gewandt, ein Gutachten zu den Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs im Ostfeld des Bergwerkes Ibbenbüren auf die Tagesoberfläche anzufertigen. Nach der Abstimmung der notwendigen Inhalte und nach Abgabe des Angebotes wurde der Gutachter am 17.08.2016 mit der Erstellung dieses Gutachtens beauftragt.

1. Einführung

Nach der derzeitigen Planung der RAG AG wird nach Beendigung des Steinkohlenbergbaus im Jahr 2018 und nach Durchführung der Rückzugs- und Räumungsarbeiten die Wasserhaltung im Bergwerk Ibbenbüren eingestellt. Die Einstellung der Wasserhaltung führt zum Anstieg des Grubenwassers und in dessen Folge, wie die Beobachtungen in situ eindeutig zeigen, zu großräumigen Hebungen an der Tagesoberfläche. Es ist die Frage nach der Bergschadenrelevanz dieser Bodenbewegungen zu klären. Dieses ist jedoch mit der Berechenbarkeit der grubenwasseranstiegsbedingten bergschadensrelevanten Bodenbewegungselemente eng verbunden.

Aus diesem Grund werden in diesem Gutachten die mathematischen Verfahren zur Prognose wasseranstiegsbedingter Hebungen kurz beschrieben und kritisch bewertet, mit dem Ziel, den Stand des Wissens und der vorhandenen empirischen Erkenntnisse festzulegen, um dies bei der Erstellung dieses Gutachtens zu berücksichtigen.

Die Wasserhaltung im Westfeld des Bergwerkes Ibbenbüren wurde 1980 eingestellt und der Wasserspiegel ist bis Ende 1982 auf das Niveau von ca. +65 m NN angestiegen. Seit Ende 1982 erfolgt dort die Ableitung der Wässer über den Dickenberger Stollen. Die gewonnenen Daten und Erkenntnisse im Hinblick auf die Hebungen der Tagesoberfläche werden kritisch analysiert und sind eine der Grundlagen zur Abschätzung der zukünftigen Bodenbewegungen infolge des Grubenwasseranstiegs des Ostfeldes.

2. Zur Prognose grubenwasseranstiegsbedingter Hebungen

Über die Hebungsbewegungen bei Anstieg des Grubenwassers in Steinkohlenbergwerken wird schon seit über 100 Jahren berichtet. Hier sind u. a. Veröffentlichungen von Buntzel (1911) und von Hillegaart (1911) zu erwähnen.

Diese berichten über die Hebungen im Oberschlesischen und im Zwickauer Steinkohlenrevier.

Über Hebungen im Ruhrrevier hat Oberste-Brink im Jahr 1940 berichtet. Die maximale Hebung bei Anstieg des Grubenwassers in der Wittener Mulde betrug 170 mm und wurde im Bereich der maximalen summarisch gebauten Flözmächtigkeiten festgestellt. Wegen der Gleichmäßigkeit der beobachteten Hebungen hat Oberste-Brink schon damals diese als Ursache für Bergschäden ausgeschlossen.

Das erste mathematische Verfahren zur Vorausberechnung wasseranstiegsbedingter Hebungen hat Pöttgens im Jahre 1985 publiziert. Es folgten die Verfahren von Fenk (2000, 2007) und das Verfahren von Sroka und Preuße (2005, 2009).

Die gemeinsame Grundlage dieser Verfahren ist die Annahme, dass der Grubenwasseranstieg zu einem Auftrieb des Hangenden und somit zu einer Dehnung der durch den Abbau zerrütteten Gebirgsschichten in der Bruchzone führt.

Die ausgekohlten Gebirgsbereiche bilden nach dem Wasseranstieg anthropogene Wasserreservoirs, die, wie die Beobachtungen in Situ zeigen, hebungsaktiv sind. Die durch den Steinkohlenabbau beeinflussten Gebirgsbereiche betreffen nicht selten zehn und mehr Flöze und haben eine vertikale Ausdehnung von mehreren Hundert Metern.

Das ansteigende Grubenwasser führt zur sukzessiven Füllung des ausgekohlten Gebirgsbereiches, so dass die Hebungspotentiale am Anfang des Grubenwasseranstiegs nicht so groß sind. Mit steigendem Wasserniveau werden immer mehr Wasserreservoirs hebungsaktiv. Die maximalmögliche Hebung ist erst nach Wasserfüllung des gesamten Grubengebäudes zu erwarten.

Der Nachweis für diese These ist direkt der von Pöttgens veröffentlichten Abb. 2-1 zu entnehmen.

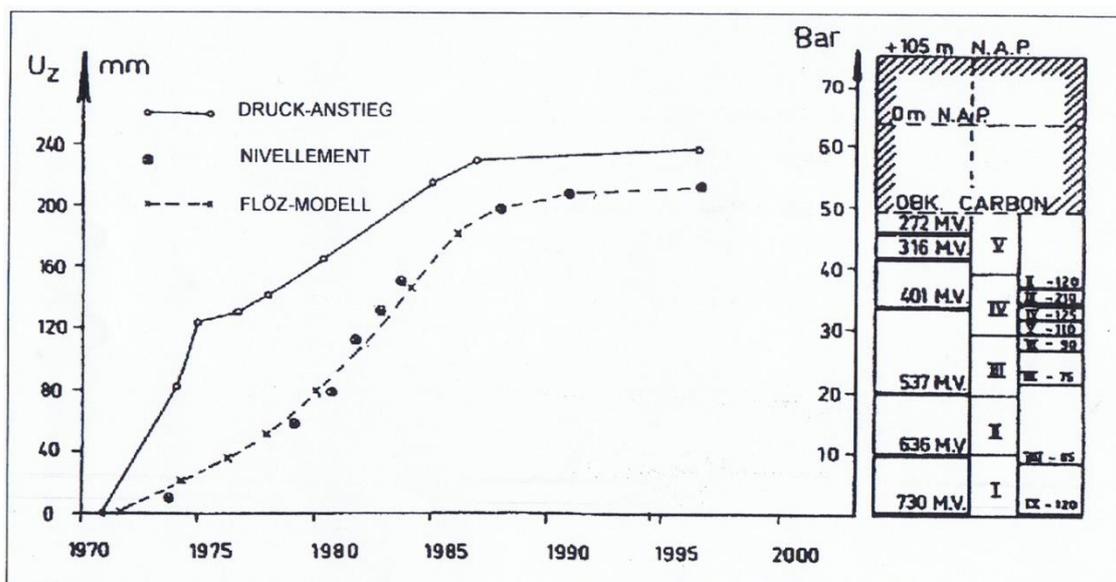


Abb. 2-1: Bodenhebung des Messpunktes 60D099 und Anstieg des Grubenwassers (Pöttgens 1985).

In der Abb. 2-1 ist eindeutig zu erkennen, dass der Hebungsprozess an der Tagesoberfläche nur mit einer verhältnismäßig geringen Verzögerung zum Beginn des Grubenwasseranstiegs beginnt. Außerdem ist eine Korrelation zwischen der Geschwindigkeit des Grubenwasseranstieges und der Hebungsgeschwindigkeit zu erkennen.

Die Verfahren von Pöttgens (1985), Fenk (2000) und Sroka und Preuße (2005, 2009) wurden in mehreren Veröffentlichungen vorgestellt und analysiert. Die hier präsentierten Ergebnisse haben das Ziel, den aktuellen Stand der Wissenschaft und Technik bei der Prognose grubenwasseranstiegsbedingter Hebungen und die Eignung der einzelnen Verfahren zusammenfassend darzustellen und festzulegen.

2.1. Verfahren von Pöttgens (1985)

Die physikalisch-mathematische Grundlage des Verfahrens von Pöttgens stellt die Lösung von Geertsma (1973) zur Vorausberechnung förderbedingter Senkungen infolge der Erdgasgewinnung dar. Dieser auf der Grundlage der Poro-Elastizitätstheorie entwickelten Lösung lagen zwei Annahmen zugrunde und zwar:

1. eine lineare Spannung-Dehnungs-Funktion zur Beschreibung der vertikalen Kompaktion des Lagerstättenträgers infolge der Druckabnahme in den Poren und
2. einheitliche Verformungseigenschaften des die Lagerstätte überlagernden Gebirges.

Nach der ersten Annahme ist die Kompaktion des porösen Lagerstättenträgers, die durch eine Gasförderung, d. h., eine Druckabnahme, verursacht wird, wie folgt zu berechnen:

$$\Delta M = c_m \cdot M \cdot \Delta p, \quad (2-1)$$

wobei die hier verwendeten Kurzbezeichnungen die nachfolgenden Bedeutungen haben:

- ΔM - vertikale Kompaktion des Lagerstättenträgers [m],
 M - Mächtigkeit des Lagerstättenträgers [m],
 Δp - förderbedingte Abnahme des Porendruckes [Bar] und
 c_m - Kompaktionskoeffizient [Bar^{-1}].

Der Wert des Kompaktionskoeffizienten ist von der Gesteinsart und der Porosität des Lagerstättenträgers abhängig und hat die Bedeutung der vertikalen Deformation des Lagerstättenträgers bei der Druckabnahme und eine Druckeinheit (hier: 1 Bar).

Da es bei Grubenwasseranstieg in den durch den Abbau zerrütteten Gebirgsbereichen zur Druckerhöhung kommt, hat Pöttgens (1985) vorgeschlagen, dass die daraus resultierende Dehnung dieses Gebirgsbereiches analog zur Formel (2-1) zu beschreiben ist (Formel 2-2),

$$\Delta h = d_m \cdot h \cdot \Delta p, \quad (2-2)$$

wobei

- Δh - absolute Vergrößerung der Bruchzonemächtigkeit [m],
- h - Mächtigkeit der Bruchzone [m],
- Δp - Zunahme des Druckes in der Bruchzone infolge des Grubenwasseranstiegs [Bar] und
- d_m - Dehnungskoeffizient [Bar^{-1}] sind.

Auf der Grundlage der „Nucleus of strain“-Lösung von Geertsma bekommt man für den Punkt an der Tagesoberfläche, der sich über dem Mittelpunkt eines kreisförmigen antropogenen Wasserreservoirs mit dem Radius r und der Teufenlage H befindet, die nachfolgende Hebungslösung (Geertsma 1973; Pöttgens 1985).

$$h_{\max}(r,H) = 2(1-\nu) \left[1 - \frac{C}{\sqrt{1+C^2}} \right] \cdot d_m \cdot h \cdot \Delta p = 2(1-\nu) \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1+A^2}} \right] \cdot d_m \cdot h \cdot \Delta p \quad (2-3)$$

mit:

$$C = H/r,$$

$$A = r/H,$$

ν - Poissonsche Konstante.

Der Vergleich der Formeln (2-2) und (2-3) ergibt, dass das Verhältnis der maximal möglichen Hebung an der Tagesoberfläche (für $r \rightarrow \infty$) und der absoluten Dehnung des zerrütteten Gebirgsbereiches konstant ist. Es beträgt:

$$\frac{h_{\max}}{\Delta h} = 2(1-\nu), \quad (2-4)$$

und ist für $\nu < 0,5$ größer als 1.

Dies ist höchst unplausibel und resultiert aus der Tatsache, dass Geertsma bei der Entwicklung seines Verfahrens keine Volumenbilanz zwischen dem Kompaktionsvolumen des Lagerstättenträgers und dem Volumen der Senkungsmulde durchgeführt und bei der Parametrisierung berücksichtigt hat.

Außerdem hat das von Pöttgens zur Hebungs vorausberechnung übernommene Verfahren vom Geertsma keinen Kennwert, der die horizontale Einwirkungsweite des Hebungsprozesses begrenzt.

Für das Erreichen eines Hebungswertes von 99% der Vollhebung h_{\max} (für $r \rightarrow \infty$) ist ein Wasserspeicher mit einem Radius von $r = 100 \cdot H$ (streng 99,995 H) theoretisch notwendig, was den Beobachtungen in Situ nicht entspricht.

Das Verfahren von Pöttgens in der von ihm publizierten Form, ist nach Meinung des Gutachters nicht anwendbar. Eine vorgenommene Modifizierung mit Berücksichtigung der Volumenbilanz und der Begrenzung der Einwirkungsweite mittels eines Grenzwinkels, ergibt für einen kreisförmigen antropogenen Wasserspeicher die nachfolgende Lösung:

$$h_{\max}(r,H) = (1 - \sin \gamma_w)^{-1} \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + r^2/H^2}} \right] \cdot d_m \cdot h \cdot \Delta p \quad (2-5)$$

mit:

$$r \leq R_w \text{ und } R_w = H \cdot \cot \gamma_w,$$

γ_w - Grenzwinkel bei Grubenwasseranstieg.

In dieser Form kann das Verfahren von Pöttgens eine Berechnungsalternative bei der Prognose wasseranstiegsbedingter Hebungen an der Tagesoberfläche darstellen.

2.2. Analytisches Verfahren von Fenk (2000)

Fenk geht generell von einer Abhängigkeit der wasseranstiegsbedingten Hebungen von den abbaubedingten Senkungen aus.

Die direkt über dem Abbau entstandene Bruchzone setzt sich in der Zeit durch die Last des überlagernden Gebirges. Diese Setzung zeigt sich nach deren Beendigung als die Endsenkung S_e an der Tagesoberfläche. Unter Verwendung des elastischen Ansatzes nach Hooke, kann die Setzung der Bruchzone wie folgt beschrieben werden:

$$S_e = \frac{m}{E_s} \cdot H \cdot \rho_G \quad (2-6)$$

mit:

- S_e - Setzung der Bruchzone/abbaubedingte Endsenkung an der Tagesoberfläche [m],
- m - Mächtigkeit der zerrütteten Gebirgszone [m],
- E_s - Steifezahl der zerrütteten Gesteinsschichten [MN/m²],
- H - Abbauteufe [m],
- ρ_G - Wichte des Gebirges [MN/m³].

Nach der Setzung der Bruchzone hat die zerrüttete Gesteinsschicht noch eine Mächtigkeit von $h = m - S_e$.

Durch die Umformung der Formel (2-6) bekommt man:

$$m = \frac{S_e \cdot E_s}{H \cdot \rho_G}, \quad (2-7)$$

was zu der nachfolgenden Lösung für h führt.

$$h = m - S_e = \left[\frac{E_s}{H \cdot \rho_G} - 1 \right] \cdot S_e. \quad (2-8)$$

Die endgültige Lösung nach Fenk bekommt man auf der Grundlage der Formel (2-1), die die absolute Dehnung der zerrütteten Gesteinszone infolge des Grubenwasseranstiegs beschreibt.

Unter Berücksichtigung der Formel (2-8) und der Annahme

$$\Delta p = \rho_w \cdot W \quad (2-9)$$

bekommt man:

$$h = d_m \cdot \rho_w \cdot \left[\frac{E_s}{\rho_G} - H \right] \cdot \frac{W}{H} \cdot S_e \quad (2-10)$$

Die hier verwendeten Kurzbezeichnungen haben die nachfolgenden Bedeutungen:

- ρ_w - Wasserwichte [MN/m³],
- W - Grubenwasseranstieg im Gebirge [m].

Die von Fenk und Tzscharschuch (2007) auf der Basis von in situ Hebungsmessungen in den Steinkohlenrevieren Zwickau und Freital durchgeführten Untersuchungen ergaben, dass der Dehnungskoeffizient eine signifikante Abhängigkeit von dem Wert der Endsenkung S_E aufweist.

Die durchgeführte Regressionsanalyse ergab folgende Abhängigkeit:

$$d_m = 0,19 + \frac{0,21}{S_E} \quad (2-11)$$

Das Ergebnis der Regressionsanalyse ist graphisch in der Abb. 2-2 dargestellt.

Die Einbeziehung der Formel (2-11) und der von Fenk und Tzscharschuch (2007) ermittelten Werte des Steifemoduls E_s für die Steinkohlenreviere Zwickau und Freital (entsprechend 46,6 MN/m² und 56,0 MN/m² – Mittel: 51,3 MN/m²) in die analytische Lösung von Fenk Formel (2-10), führt zur Formel (2-12):

$$h = 0,1 \cdot (0,21 + 0,19 \cdot S_E) \cdot [2230 - H] \cdot \frac{W}{H} \quad (2-12)$$

wobei: S_E , H , W – in Meter,

h – in Millimeter.

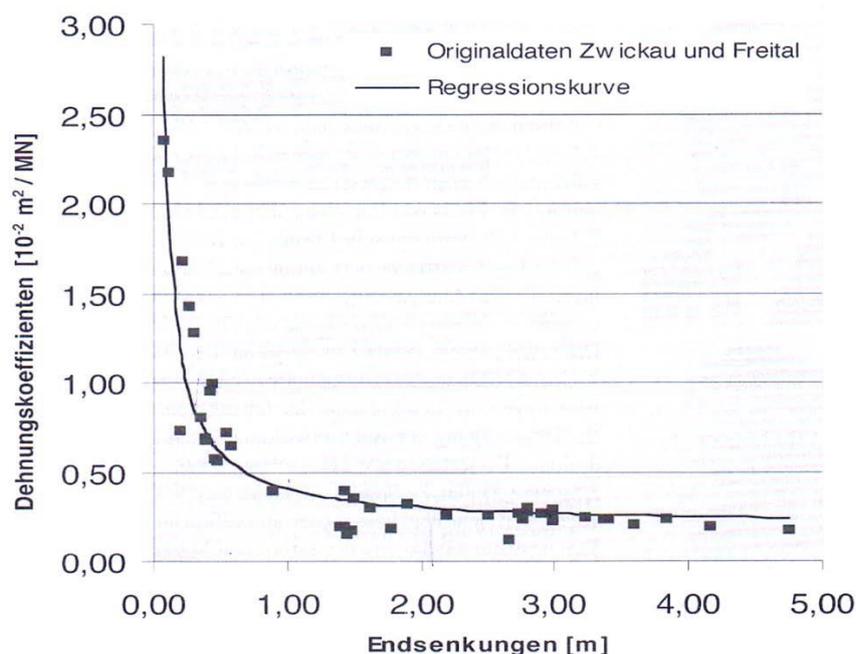


Abb. 2-2: Dehnungskoeffizienten als Funktion von Endsenkungen (Fenk und Tzscharschuch 2007).

Nach Fenk gilt die Formel (2-10) bei Ein- und Mehrflözbergbau. Zur Vorausberechnung der wasseranstiegsbedingten Hebungen eines Punktes an der Tagesoberfläche, sind nach Fenk die Kenntnisse dessen Endsenkung S_E , der Teufe H des tiefstabgebauten Flözes unter dem Berechnungspunkt und des Grubenwasseranstiegs W über dem Niveau des tiefstabgebauten Flözes, notwendig. Die Kenntnis der Verteilung der abgebauten Flözflächen im Gebirge, d. h. deren Teufen und deren gebauten Mächtigkeiten, sind nach Fenk ohne Bedeutung.

Die Analyse der physikalischen Grundlagen und der definierten Randbedingungen, die zur Entwicklung der analytischen Lösung von Fenk dienten, ergibt, dass die Formel (2-10) nur zur Prognose der maximalen Hebung im Falle des Grubenwasseranstiegs eines großen einzelnen Abbaufeldes (zumindest Vollfläche) anwendbar ist.

Nur in diesem Fall ist die Setzung der Bruchzone S_e der maximalen Senkung an der Tagesoberfläche identisch.

Nach Auffassung des Verfassers dieses Gutachtens ist die Lösung von Fenk zur Voraussage von Hebungsverteilungen an der Tagesoberfläche beim Mehrflözabbau, nicht geeignet.

2.3. Verfahren von Sroka & Preuße (2005, 2009)

Die Grundlage des Verfahrens zur Vorausberechnung wasseranstiegsbedingter Hebungen nach Sroka & Preuße bildet ein mathematisches Modell, das in der Struktur den markscheiderischen Verfahren zur Senkungsvorausberechnung identisch ist.

Die Senkung in den markscheiderischen Verfahren ist als Faltung der abbaubedingten Konvergenz und einer verfahrensspezifischen Einfluss- bzw. Transformationsfunktion definiert.

$$S = K * \varphi_s \quad (2-13)$$

mit:

- S - Senkung,
- K - Konvergenz,
- * - Faltungssymbol und
- φ_s - Einflussfunktion für die Senkung.

Die wasseranstiegsbedingte Hebung im Verfahren von Sroka & Preuße ist als Faltung der wasseranstiegsbedingten Divergenz der durch den Abbau zerrütteten Gesteinszone und einer Transformationsfunktion definiert.

$$h_w = D * \varphi_w \quad (2-14)$$

mit:

- h_w - wasseranstiegsbedingte Hebung,
- D - Divergenz und
- φ_w - Transformationsfunktion für wasseranstiegsbedingte Hebung.

Die Grundlage des markscheiderischen geometrisch-integralen Hebungsmodells bildet ein kleines endliches Element der zerrütteten Gesteinszone in Gestalt einer quadratischen Grundfläche mit der Seitenlänge Δx und der Höhe h .

Infolge des Grubenwasseranstieges wird die Höhe h durch den Auftrieb vergrößert. Die Faltung dieser Vergrößerung Δh mit einer Transformationsfunktion führt zu einer elementaren Hebungsverteilung $\Delta h(r)$ an der Tagesoberfläche. Diese kausale Beziehung ist schematisch in der Abb. 2-3 dargestellt.

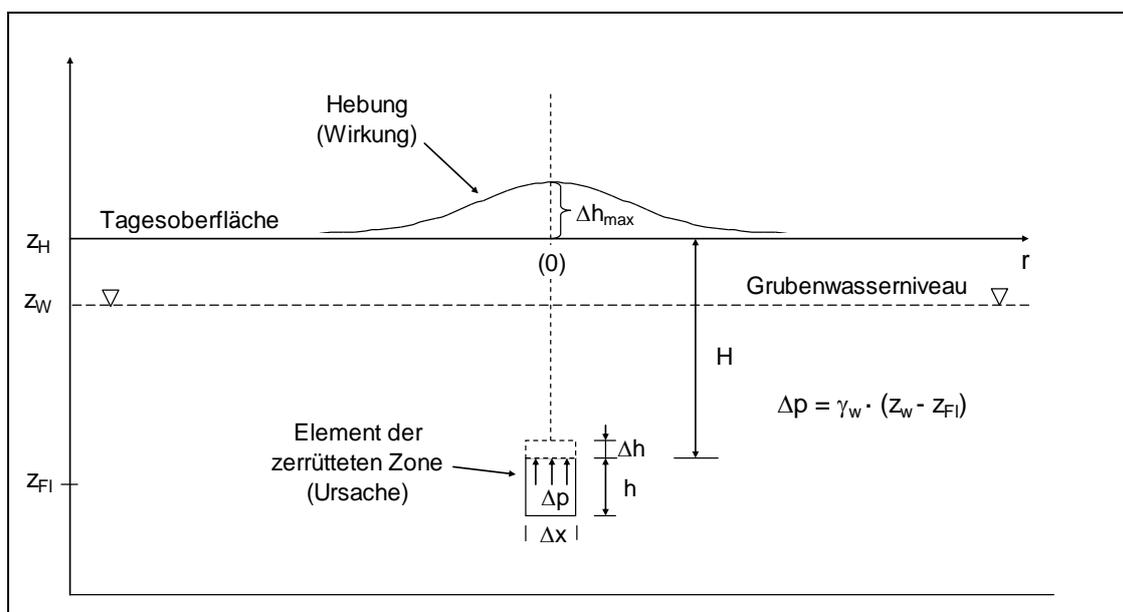


Abb. 2-3: Graphische Erläuterungen zum mathematischen Modell der wasseranstiegsbedingten Hebungen (Sroka 2005).

Durch die Rasterung der abgebauten Flächen in kleine, endliche quadratische Elemente, ist mittels der linearen Superposition, die Berechnung der Hebung für jeden Punkt der Tagesoberfläche bei beliebiger Abbaugeometrie möglich.

Die Hebungslösungen für ein endliches Element der zerrütteten Gebirgszone sind für die Einflussfunktionen nach Knothe (1951), Geertsma (1973) und die Einflussfunktion des Ruhrkohle-Verfahrens in mehreren Veröffentlichungen (u. a. Sroka 2005; Sroka und Preuße 2006, 2009) präsentiert.

Im deutschen Steinkohlenbergbau wird für die Vorausberechnung abbauinduzierter Bodenbewegungen das sogenannte Ruhrkohle-Verfahren angewandt. Die Annahme, dass die Einflussfunktion zur Vorausberechnung der wasseranstiegsbedingten Hebungen φ_w mit der Funktion φ_s zur Vorausberechnung der Senkung qualitativ identisch ist, ergibt die Möglichkeit, das Ruhrkohle-Verfahren in vollem Umfang zur Vorausberechnung wasseranstiegsbedingter Bodenbewegungen einzusetzen.

Für ein endliches Element der zerrütteten Gesteinszone ist für die Einflussfunktion des Ruhrkohle-Verfahrens die Hebungverteilung an der Tagesoberfläche mit Hilfe der Formel (2-15) zu beschreiben.

$$\Delta h(r, t) = \frac{k}{\pi} \cdot \frac{d_m \cdot \Delta p(t) \cdot \Delta V}{R_w^2} \exp\left(-k \frac{r^2}{R_w^2}\right) \quad (2-15)$$

mit:

$$\Delta p(t) = (Z_w(t) - Z_{FI}) \cdot \rho_w$$
$$\Delta V = h \cdot \Delta x^2 = \lambda \cdot M \cdot \Delta x^2$$
$$R_w = H \cdot \cot \gamma_w,$$

wobei die hier eingeführten Kurzbezeichnungen die nachfolgenden Bedeutungen haben:

- k - Konstante des Ruhrkohle-Verfahrens ($k = -\ln 001 = 4,6052 \dots$),
- d_m - Dehnungskoeffizient,
- $\Delta p(t)$ - Zunahme des Druckes in der zerrütteten Gebirgszone durch Grubenwasseranstieg zum Zeitpunkt t,
- $Z_w(t)$ - Höhenlage des Wasserpegels zum Zeitpunkt t,
- Z_{FI} - Höhenlage des wassergefüllten endlichen Elementes der zerrütteten Gesteinszone,
- ρ_w - Wasserwichte,
- ΔV - Volumen des endlichen Elementes der zerrütteten Gesteinszone,
- λ - relative Mächtigkeit des Bruchkörpers,
- M - Flözmächtigkeit,

- Δx - Seitenlänge eines quadratischen Rasterelementes,
 r - horizontale Entfernung des Berechnungspunktes vom Element der zerrütteten Gesteinszone,
 R_w - Vollflächenradius für die Hebung,
 H - Teufe des endlichen Elementes und
 γ_w - Grenzwinkel bei Grubenwasseranstieg.

Die Vorausberechnung der Hebung für jede wassergefüllte geschlossene Flözfläche, kann dann mit Hilfe des Ruhrkohle-Verfahrens durchgeführt werden, wobei anstatt des Absenkungsfaktors, ein Hebungsfaktor $a_w(t)$ und anstatt des Grenzwinkels γ , ein Grenzwinkel bei Grubenwasseranstieg γ_w eingeführt wird.

Der Wert des Hebungsfaktors $a_w(t)$ ist für jede einzelne geschlossene Flözfläche mit Hilfe der Formel (2-16) zu berechnen.

$$a_w(t) = d_m \cdot \lambda \cdot [z_w(t) - z_{FI}] \cdot \rho_w \quad (2-16)$$

Für die Durchführung von Prognoseberechnungen wasseranstiegsbedingter Bodenbewegungen ist es notwendig, ähnlich wie bei der Vorausberechnung abbaubedingter Senkungen, alle geschlossenen Abbauflächen, die als antropogene Wasserspeicher zu betrachten sind, einzeln zeit-räumlich zu erfassen.

Außerdem sind alle bodenbewegungsrelevanten Gegebenheiten geologischer, hydrogeologischer und tektonischer Natur zu berücksichtigen.

Im Hinblick auf das Prognose-Modell sind die Kenntnisse der Materialeigenschaften der Gesteine in der durch die Abbaue zerrütteten Gebirgszonen, erforderlich.

Da diese Daten bei einer großen Anzahl der abgebauten Flözflächen in dem notwendigen Umfang und der notwendigen Komplexität sehr oft nicht vorliegen, ist eine deterministische Prognose praktisch nicht möglich.

Seit ca. zwei Jahrzehnten wird bei der RAG das Programmsystem CAD-Berg, das auf dem Verfahren von Wieland basiert, standardmäßig angewandt. Die Abhängigkeit zwischen dem Grenzwinkel des Ruhrkohle-Verfahrens γ und dem Wirkungswinkel σ nach Wieland, ist wie folgt:

$$k \cdot \tan^2 \gamma = 4,5 \cdot \tan^2 \sigma \quad (2-17)$$

$$\sigma = \arctan \left(\sqrt{\frac{k}{4,5} \cdot \tan \gamma} \right). \quad (2-18)$$

Daraus ergibt sich, dass die beiden Winkel praktisch gleich sind. Der Vollflächenradius des Ruhrkohle-Verfahrens ist nur um ca. 1, 2% größer, als der Einwirkungsradius von Wieland.

Für die Einflussfunktion nach Wieland, ist die Hebungslösung für ein endliches Element der zerrütteten Gebirgszone mit Hilfe der Formel (2-19) zu beschreiben.

$$\Delta h(r, H) = \frac{4,5}{\pi} \cdot \frac{d_m \cdot \Delta p \cdot \Delta V}{R_w^2} \exp \left(-4,5 \frac{r^2}{R_w^2} \right), \quad (2-19)$$

mit: $R_w = H \cdot \cot \gamma_w$

Bei der Rasterbildung soll, aus numerischen Gründen, die Rasterlänge Δx den nachfolgenden Wert nicht überschreiten:

$$\Delta x \leq 0,1 \cdot R_w. \quad (2-20)$$

3. Bisherige Untersuchungsergebnisse zu den Kennwerten der mathematischen Hebungsmodelle.

Validierung des Hebungsmodells von Sroka & Preuße.

Die Grundlage zur Parameteridentifizierung des Hebungsmodells, d. h. zur Bestimmung des Dehnungskoeffizienten d_m und des Grenzwinkels bei grubenwasseranstiegsbedingten Hebungen γ_w , bilden die in Situ Hebungsmessungen.

Die Werte des Dehnungskoeffizienten d_m gelten nur zusammen mit der getroffenen Annahme über die relative Höhe λ der durch den Abbau zerrütteten Gesteinszone.

Da die beiden Werte, der Dehnungskoeffizient und die relative Höhe der Bruchzone, multiplikativ wirken, führt eine Veränderung der angenommenen Höhe der Bruchzone automatisch zur Korrektur des Dehnungskoeffizienten. Aus diesem Grund haben Sroka und Preuße vorgeschlagen, das Produkt beider Kennwerte als einen integrierten Dehnungskoeffizienten zusammen zu betrachten.

Beispielhaft, ergab die Parameteridentifizierung für die im Zeitraum 1997 – 2009 gemessene Hebung entlang des Messprofils 9/ Bergwerk Sophia-Jacoba folgende Ergebnisse:

$$d_m \cdot \lambda = 1,06 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 / \text{MN} \quad \text{und} \quad \bar{\gamma}_w = 12 \text{ gon.}$$

Daraus resultiert, dass für die Annahme $\lambda=4$, d. h. die Höhe der Bruchzone das 4-fache der gebauten Flözmächtigkeit beträgt, bekommt man:

$$d_m = 0,26 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 / \text{MN.}$$

Für die Annahme $\lambda=3$ bekommt man dagegen:

$$d_m = 0,35 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 / \text{MN.}$$

In der Tabelle 3-1 sind die Untersuchungsergebnisse wasseranstiegsbedingter Hebungen aus vorliegenden Veröffentlichungen und Forschungsberichten zusammengestellt.

Tabelle 3-1: Zusammenstellung bisheriger Untersuchungsergebnisse zu wasseranstiegsbedingten Hebungen (Graovski et al. 2013).

Bergbau-Revier/ Literatur	Maximale Teufe [m]	Abbau- mächtigkeit [m]	Maximale Sen- kung [m]	Maximale He- bung [cm]	Hebungs- bedingter Ein- fluss-winkel	$d_m \cdot \lambda$ [m ² /MN]	Dehnungs- koeffizient d_m [m ² /MN]	Elastizitätsmodul [MN/m ²]	Modell Verfahren
Zwickau [6]	1150	15	9	16			$0,24 \cdot 10^{-2}$	46,6	Fenk
Limburg [17]	1000	14	10	23		$1,40 \cdot 10^{-2}$	$\lambda = 4;$ $0,35 \cdot 10^{-2}$		Pöttgens
Freital Ban- newitz [27]	640	5	2,7	6,6		$1,44 \cdot 10^{-2}$	$\lambda = 4;$ $0,36 \cdot 10^{-2}$		Pöttgens
Freital Gitter- see [27]	280	5	2,46	2,8		$0,51 \cdot 10^{-2}$	$\lambda = 4;$ $0,13 \cdot 10^{-2}$		Pöttgens
Freital Ban- newitz [27]	640	5	2,67	6,6			$0,22 \cdot 10^{-2}$	45,91	Fenk
Freital Gitter- see [27]	280	5	2,46	2,8			$0,12 \cdot 10^{-2}$	16,40	Fenk
Ibbenbüren Westfeld [12]	730	4,5	1,9	10,1		$1,44 \cdot 10^{-2}$	$\lambda = 3;$ $0,46 \cdot 10^{-2}$		Pöttgens
Sophia- Jacoba [18]	790			25	12 gon	$1,06 \cdot 10^{-2}$	$\lambda = 4;$ $0,26 \cdot 10^{-2}$		Sroka & Preuße
Königstein	260	18 Teilversatz	1,1	3,5	11 gon	$0,89 \cdot 10^{-2}$	$\lambda = 4;$ $0,22 \cdot 10^{-2}$		Sroka & Preuße
Königstein	260	18 Teilversatz	1,1	3,5			$0,29 \cdot 10^{-2}$	6,68	Fenk
Königsborn*	1000	17,8	11,5	21,6	12 gon	$1,09 \cdot 10^{-2}$	$\lambda = 3;$ $0,36 \cdot 10^{-2}$		Sroka & Preuße

(* - Stand 2015)

(Bei den Angaben in den eckigen Klammern handelt es sich um Literaturhinweise in der ursprünglichen Veröffentlichung)

Der Tabelle 3-1 ist zu entnehmen, dass die Untersuchungsergebnisse der in Situ gemessenen wasseranstiegsbedingten Hebungen im Südlimburger Steinkohlenrevier, im Erkelenzer Revier (Bergwerk Sophia-Jacoba), im Ruhrrevier (Bergwerk Königsborn) und im Westfeld des Bergwerkes Ibbenbüren (Tabelle 3-1 – rot markiert) praktisch gleich sind (Tabelle 3-2).

Tabelle 3-2: Zusammenstellung der Kennwerte $d_m \cdot \lambda$ und γ_w .

Steinkohlenrevier	$d_m \cdot \lambda$ [m ² /MN]	γ_w [gon]
Südlimburger Revier	$1,40 \cdot 10^{-2}$	-----
Erkelenzer Revier (Bergwerk Sophia-Jacoba)	$1,06 \cdot 10^{-2}$	7 – 15gon ($\bar{\gamma}_w = 12$ gon)
Ruhrrevier (Bergwerk Königsborn)	$1,09 \cdot 10^{-2}$	$\gamma_w = 12$ gon
Ibbenbüren Westfeld	$1,44 \cdot 10^{-2}$	-----

Die Analyse der in situ gemessenen wasseranstiegsbedingten Hebungen ergibt, dass diese in Bezug auf die Abbaugrenzen wesentlich weiter reichen, als die abbaubedingten Senkungen (u. a. Goerke-Mallet 2000; Sroka 2005 und Graovski et al. 2013). Die identifizierten Grenzwinkelwerte γ_w des Verfahrens von Sroka & Preuße sind im Vergleich zu dem Grenzwinkel γ des Ruhrkohle-Verfahrens zur Vorausberechnung der abbaubedingten Senkungen wesentlich kleiner. Der Wert des Grenzwinkels γ_w liegt erfahrungsgemäß zwischen 7 und 15 gon.

In der Abb. 3-1 ist der Vergleich zwischen der mit dem Modell von Sroka & Preuße berechneten Enthebungen infolge des Grubenwasseranstiegs im Bergwerk Königsborn und den in situ gemessenen Hebungen (Stand 2015) entlang eines West – Ost Profils (Preuße, Sroka 2016) dargestellt.

Die Vorausberechnung unter Berücksichtigung aller abgebauten Flächen wurde bei der Annahme der nachfolgenden Parameterwerte durchgeführt:

$$d_m = 0,364 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{MN}$$

$$\lambda = 3$$

$$d_m \cdot \lambda = 1,092 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{MN}$$

$$\gamma_w = 12 \text{ gon.}$$

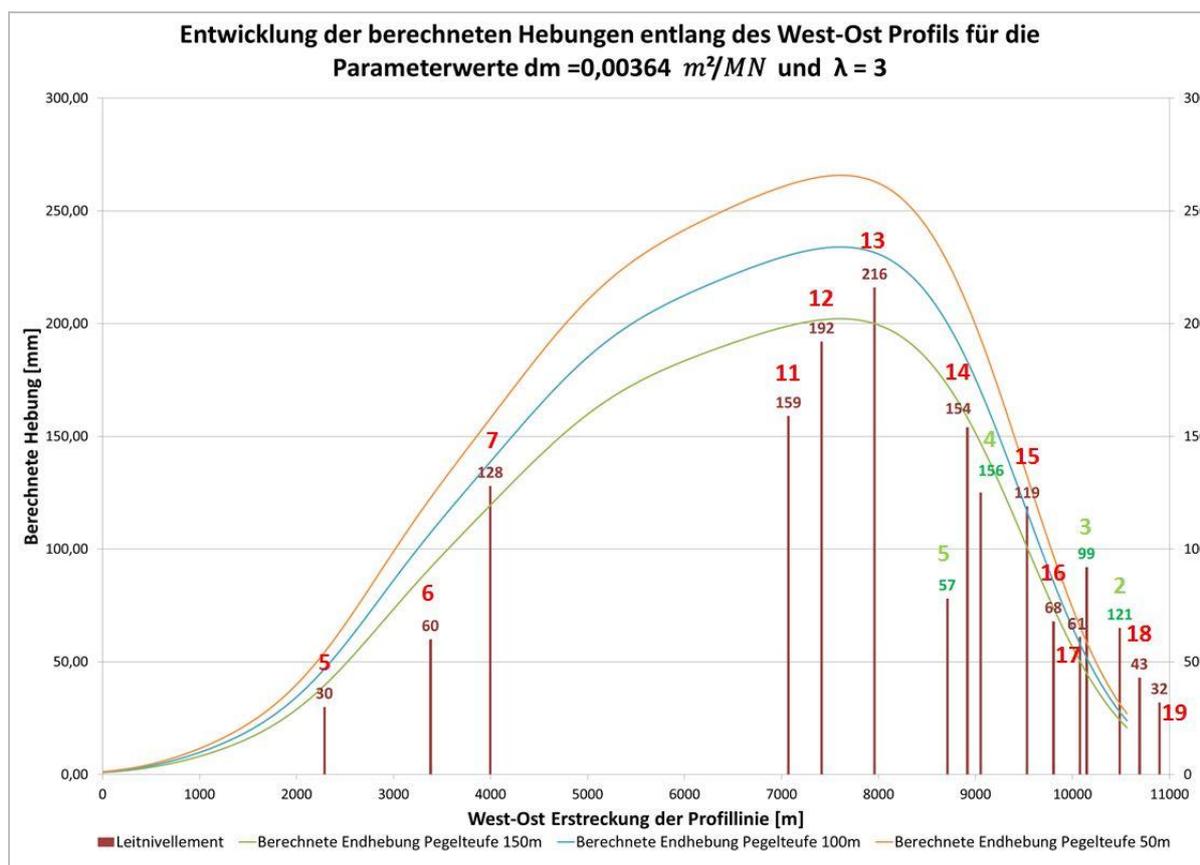


Abb. 3-1: Vergleich der berechneten und der in Situ gemessenen Hebungen im Bereich des Bergwerkes Königsborn (Sroka, Preuße 2015).

Dem Vergleich ist eine gute Übereinstimmung zwischen den berechneten und gemessenen Werten zu entnehmen.

Unter Berücksichtigung der bisherigen Ergebnisse wurden für Hebungsprognosen im Ruhrrevier mittels des integral-geometrischen Modells von Sroka und Preuße (2015), folgende Parameterkennwerte empfohlen:

$$d_m \cdot \lambda = 1,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 / \text{MN} \quad \text{und} \quad \gamma_w = 12 \text{ gon.}$$

Diese Werte bilden eine der Berechnungsgrundlagen dieses Gutachtens.

4. Identifizierung der Kennwerte des Verfahrens von Sroka & Preuße

Die Identifizierung der Kennwerte wurde auf der Basis der in situ gemessenen Hebungen infolge des Grubenwasseranstiegs im Westfeld des Bergwerkes Ibbenbüren durchgeführt.

Der Anstieg des Grubenwassers im Westfeld begann im März 1980 mit der Einstellung der Wasserhaltung und endete im Dezember 1982 mit dem Übertritt des ansteigenden Grubenwassers in den Dickenberger Stollen. Die im Zeitraum 1980 – 1999 gemessenen Hebungen sind von Goerke-Mallet (2000) in seiner Dissertationsschrift in Form einer Abbildung graphisch dargestellt (Abb. 4-1). Danach liegen die gemessenen Hebungen im Einzugsbereich des Westfeldes zwischen 70 und 90 mm bei einem maximalen Wert von 101 mm.

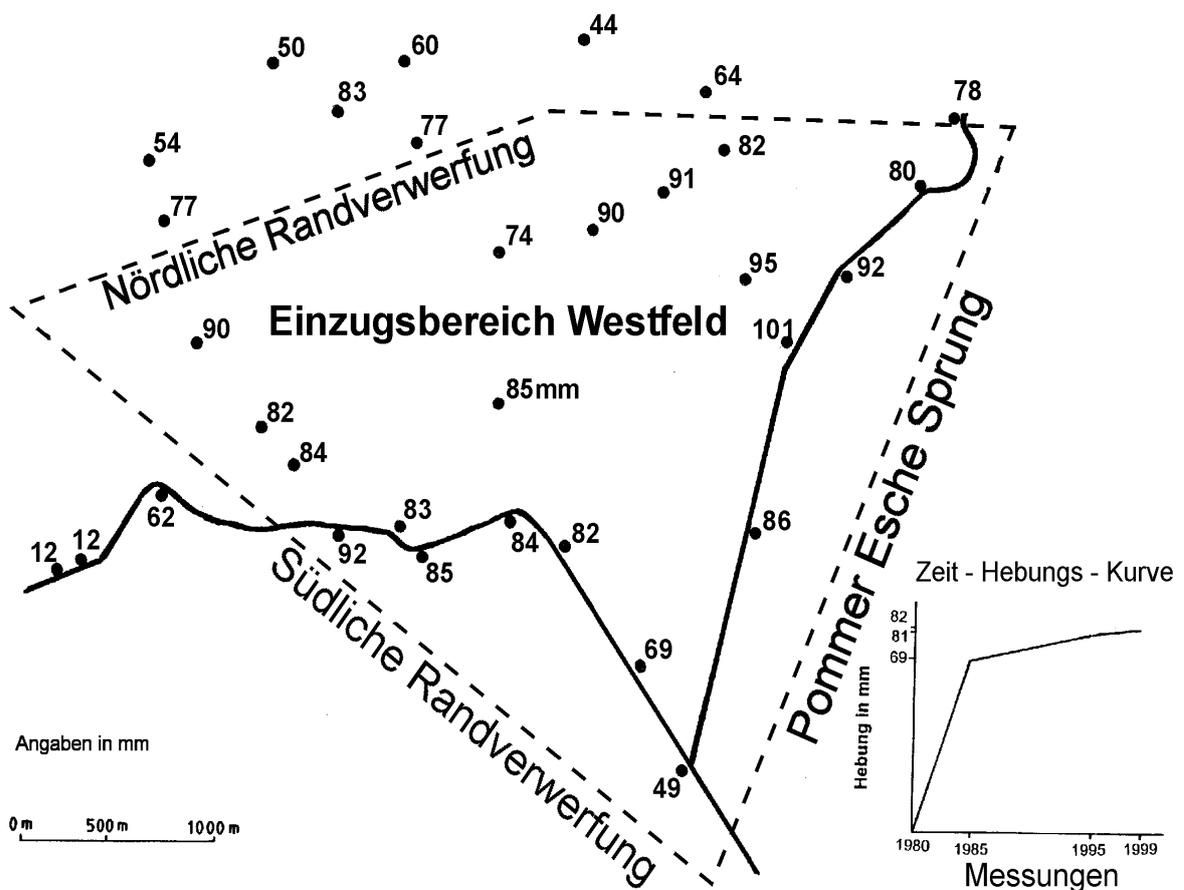


Abb. 4-1: Hebungen im Bereich des Westfeldes (Goerke-Mallet 2000).

Im Rahmen dieses Gutachtens wurden die in der Abb. 4-1 dargestellten Hebungswerte auf ihre Richtigkeit überprüft. Interessant ist auch, ob sich der Hebungsprozess nach 1999 fortgesetzt hat.

Die zur Überprüfung notwendigen Daten sind dem Gutachter von der Markscheiderei des Bergwerkes Ibbenbüren in Form einer Höhendatei zur Verfügung gestellt worden. Dabei handelt es sich um die offiziellen Ergebnisse aus dem Leitnivellement der Landesvermessung.

Diese Datei beinhaltet Höhenangaben mehrerer Messpunkte, die teilweise im Zeitraum von 1949 bis 2015 mittels Nivellementsmessungen ermittelt wurden.

Die Abbauaktivitäten im Westfeld wurden Ende Juni 1979 beendet. Da die Bezugsmessung für die Erfassung der Einwirkung des Grubenwasseranstiegs auf die Tagesoberfläche im Oktober 1980 stattfand (Goerke-Mallet 2000), d. h. ca. 15 Monate nach der Einstellung des Abbaus, ist erfahrungsgemäß anzunehmen, dass der abbaubedingte Senkungsprozess im Westfeld zu diesem Zeitpunkt aus bergschadenkundlicher Relevanz weitestgehend beendet ist. Danach sind in der Regel Senkungsbeträge von max. einigen Millimetern/Jahr zu erwarten.

Da die Einstellung der Wasserhaltung im März 1980 erfolgte, ist zu fragen, ob es in der Zeit zwischen der Einstellung und der Bezugsmessung zu wasseranstiegsbedingten Bodenbewegungen an der Tagesoberfläche gekommen ist.

Die Überprüfung der von Goerke-Mallet angegebenen Hebungen mit der Höhendatei ergab für den Zeitraum 1980 – 1999 kleine Differenzen von max. 5 mm. Die Ergebnisse der Überprüfung sind in der Abb. 4-2 dargestellt.

Die obere rote Zahl symbolisiert die Nummer des jeweiligen Messpunktes, die untere die von der Höhendatei abgeleitete maximale Hebung des Beobachtungszeitraumes 1980 – 1999.

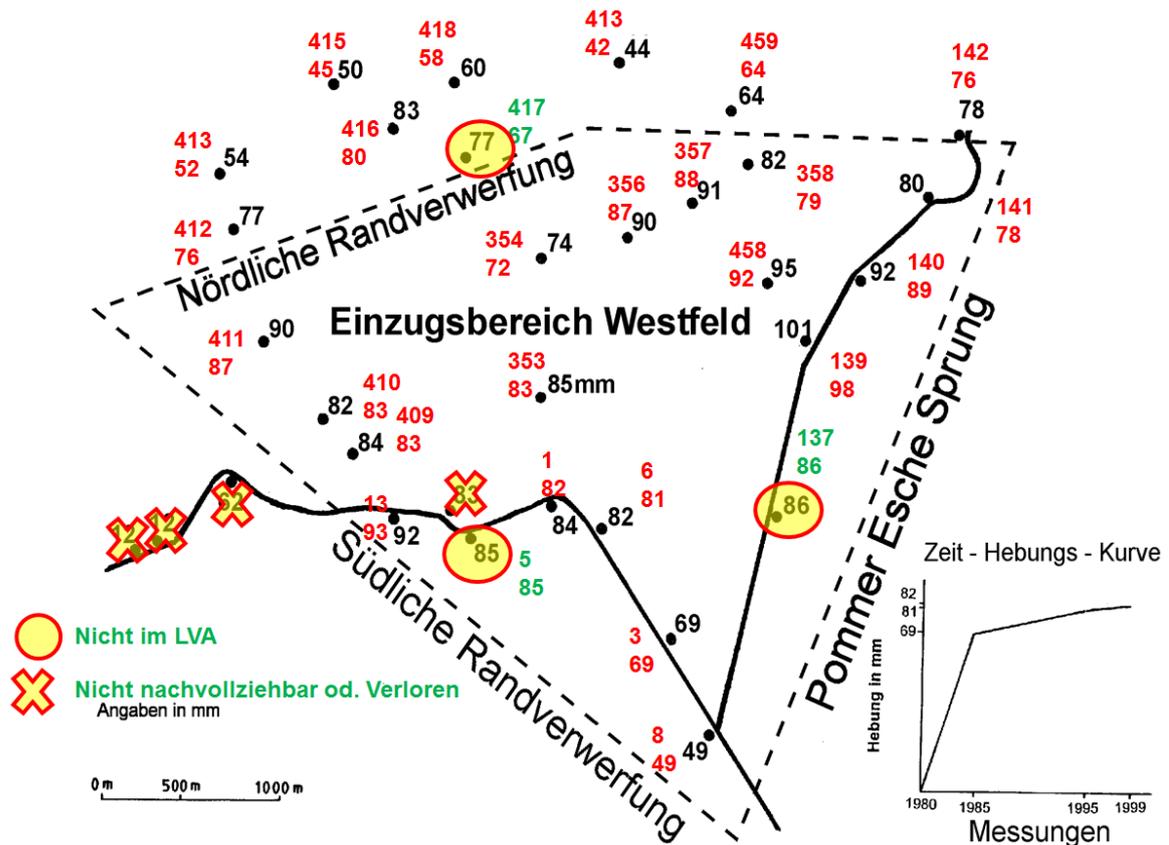


Abb. 4-2: Hebungen im Bereich des Westfeldes. LVA Vermessungspunkte (größte Hebung).

In der Datei befinden sich insgesamt 46 Punkte, die sowohl 1980, als auch 1999 beobachtet wurden. Lediglich 3 Messpunkte haben eine Bezugsmessung, die im Jahr 1949 stattfand. Die längste Beobachtungszeit in der Höhendatei haben die Messpunkte 1, 3 und 6, deren Bezugsmessung im Jahre 1949 stattfand.

In der Abb. 4-3 sind die Höhenänderungen der Punkte 3612900001 und 3612900003, bezogen auf die Bezugsmessung 1949, dargestellt.

Die wasseranstiegsbedingten Hebungen sind seit der Messung im Oktober 1980 deutlich sichtbar. Die seit 1949 bis 1980 beobachteten Senkungen sind auf die Abbautätigkeit im Westfeld zurückzuführen.

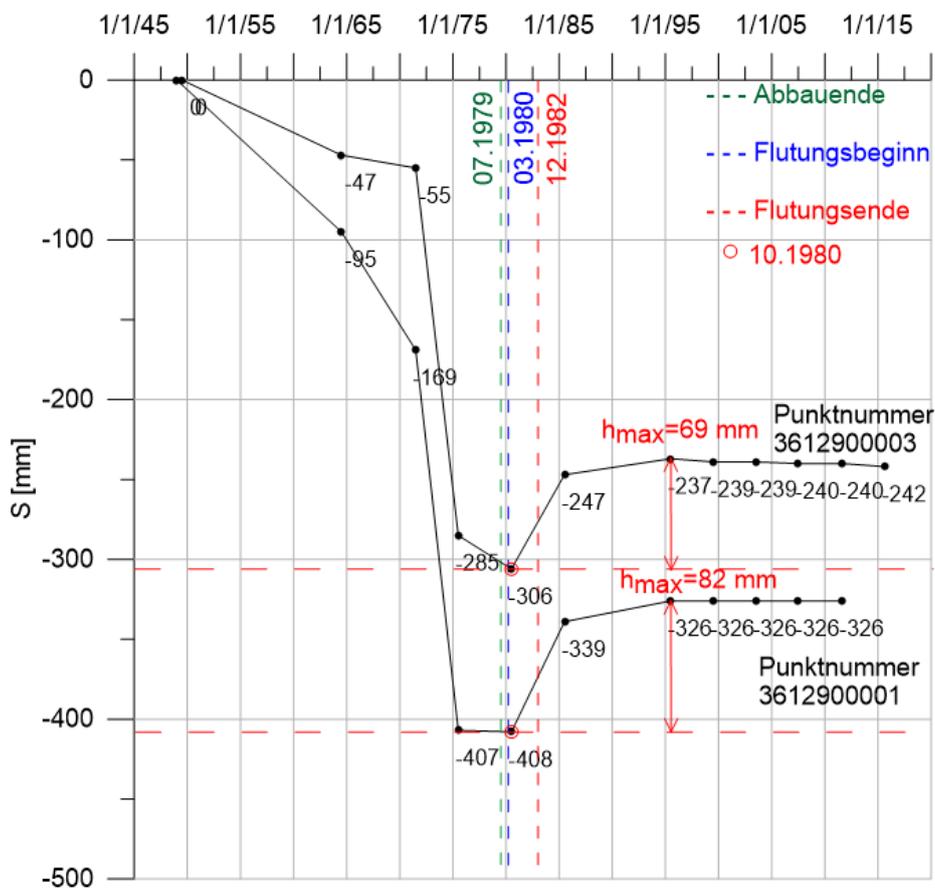


Abb. 4-3: Verlauf der Höhenänderung der Messpunkte 3612900001 und 3612900003 im Zeitraum 1949-2015.

Um die Frage zu beantworten, ob die Messung Oktober 1980 als Bezugsmessung zur Erfassung der wasseranstiegsbedingten Hebungen geeignet ist, sind die Kenntnisse früherer Höhenbeobachtungen von Vorteil. Da die letzte Messung vor der Messung im Oktober 1980 im Jahr 1975 stattfand, ist das auf der Grundlage dieser Messungen direkt nicht möglich, wegen der geringen Beobachtungsdichte und weil die Abbautätigkeit bis Ende Juni 1979 dauerte.

Um diese Frage doch zu beantworten, wurde vom Gutachter ein Kriterium definiert (4-1).

$$S_p(t = 1980) \geq S_p(t = 1975) \quad (4-1)$$

mit: $S_p(t = 1980)$ – Senkung des Punktes zum Zeitpunkt 10.1980,

$S_p(t = 1975)$ – Senkung des Punktes zum Zeitpunkt 1975.

Bei Erfüllung dieses Kriteriums ist die Messung 10.1980 als Bezugsmessung zur Bestimmung der wasseranstiegsbedingten Hebungen im Westfeld anzunehmen.

Die im Jahr 1975 beobachteten Senkungswerte der beiden in Abb. 4-3 dargestellten Messpunkte, sind kleiner oder gleich der im Oktober 1980 beobachteten Senkungen. Somit erfüllen beide Punkte das formulierte Kriterium.

Die Überprüfung anderer Messpunkte ergab, dass das Kriterium bei der überwiegenden Anzahl von Messpunkten erfüllt ist und lediglich 3 Messpunkte dieses Kriteriums in geringem Maße nicht erfüllen.

Der Abb. 4-3 ist außerdem zu entnehmen, dass nach 1995 bzw. 1999 die Höhen der Messpunkte praktisch identisch bleiben, d. h., die Bodenruhe ist eingekehrt.

Die vorhandenen kleinen Fluktuationen des Hebungsverlaufes der Punkte Nr. 1 und 3 nach 1995 können mittels Messfehlern erklärt werden und sind somit als Höhendifferenzen nicht deterministisch zu betrachten.

Die maximal gemessene Hebung beträgt nach Goerke-Mallet 101 mm und befindet sich im Bereich des Messpunktes 139 (Abb. 4-1 und Abb. 4-2).

In der Abb.4-4 sind die Höhenänderungen dieses Punktes bezogen auf das Jahr 1971 (d. h. auf den Zeitpunkt der ersten Messung) dargestellt.

Auch hier ist deutlich zu erkennen, dass nach 1995 die Änderung der Hebungen im mm-Bereich erfolgt und mit den Messfehlern erklärt werden kann.

Die in den Jahren 1995 und 1999 gemessene maximale Hebung des Punktes 139 beträgt 98 mm. Somit kann mit hoher Wahrscheinlichkeit festgestellt werden, dass die maximale Hebung im Einzugsbereich des Westfeldes ca. 100 mm beträgt.

Die Analyse der Höhendatei und der Zeitsenkungskurven ausgewählter Messpunkte ergab, dass die von Goerke-Mallet festgestellten Hebungswerte mit den überprüften Werten übereinstimmen (Abb. 4-1 und Abb. 4-2).

Die Differenzen betragen max. 5 mm, wobei die bei der Überprüfung ermittelten Werte in der Regel kleiner sind, als die von Goerke-Mallet angegebenen Werte.

Die zur Parameteridentifizierung notwendigen Abbaudaten sind in der Tabelle 4-1 zusammengestellt.

Sie betreffen den Flöznamen, die mittlere Teufe, die mittlere gebaute Flözmächtigkeit und den Abbauzeitraum.

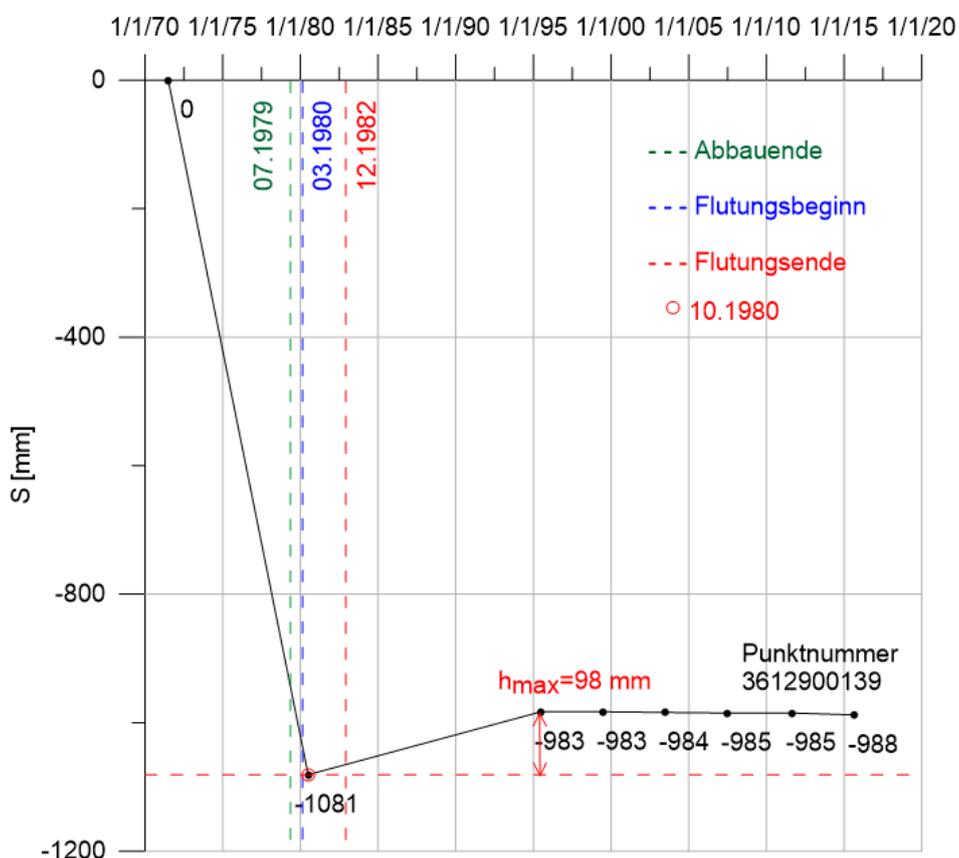


Abb. 4-4: Verlauf der Höhenänderung des Messpunktes 139 im Zeitraum 1971-2015.

Tabelle 4-1: Übersicht der Bauflächen im Westfeld.

Westfeld			
Flöz	mittlere Teufe [m]	mittlere Mächtigkeit [m]	Abbauzeitraum
Buchholz Hauptflöz	80	1,60	1815-1967
Dickenberg	50	0,80	1760-1966
Glücksburg	150	1,00	1815-1976
Bentingsbank	70	0,60	1842-1964
Reden	300	0,90	1967-1975
Flöz 2	520	1,10	1970-1979

Die anderen benötigten Daten wurden wie folgt angenommen:

- Grubenwasserniveau im Westfeld: $Z_F = +65 \text{ m NN}$,
- maximale Hebung: $h_{\max} = 100 \text{ mm}$,
- Höhenniveau der Tagesoberfläche: $Z_T = +120 \div +130 \text{ m NN}$.

Der identifizierte Wert des integrierten Dehnungskoeffizienten ist abhängig vom Niveau der Tagesoberfläche und beträgt:

- für $Z_{T1} = +120 \text{ m NN}$ $\mu = 1,14 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{MN}$,
- für $Z_{T2} = +130 \text{ m NN}$ $\mu = 1,21 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{MN}$.

Diese Werte stimmen mit den in der Tabelle (3-2) präsentierten Erfahrungswerten und der Empfehlung von Sroka und Preuße (2015) für die zukünftigen Hebungsprognosen im Ruhrrevier gut überein.

Goerke-Mallet (2000) stellt fest, dass die Höhe der infolge des Abbaus zerrütteten Gebirgszone ca. 3 Flözmächtigkeiten beträgt. Diese Festlegung führt zu einem Wert des Dehnungskoeffizienten von $0,40 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{MN}$ und ist annähernd gleich dem von Goerke-Mallet für das Westfeld angegebenen Wert von $0,46 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{MN}$.

Für die Prognose der infolge des geplanten Grubenwasseranstiegs im Ostfeld erwarteten Hebungen werden somit folgende Kennwerte des Verfahrens von Sroka & Preuße angenommen:

- integrierter Dehnungskoeffizient: $\mu = 1,20 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{MN}$,
- Grenzwinkel bei Grubenwasseranstieg: $\gamma_w = 12 \text{ gon}$.

5. Vorausberechnung wasseranstiegsbedingter Bodenbewegungselemente

Die Prognose der zu erwartenden bergschadenrelevanten Bodenbewegungen infolge des Grubenwasseranstiegs im Ostfeld des Bergwerkes Ibbenbüren wurde mit dem geometrisch-integralen Modell von Sroka & Preuße durchgeführt.

Die zur Prognose notwendigen Abbaudaten wurden in analoger und digitaler Form von der Markscheiderei des Bergwerkes Ibbenbüren dem Gutachter zur Verfügung gestellt. Eine Übersicht über die Baufläche im Ostfeld ist der Tabelle (5-1) zu entnehmen.

Bei der Hebungsprognose wurden nur Bauflächen berücksichtigt, die unter dem geplanten maximalen Grubenwasserniveau von +65 m NN liegen.

Die zur Prognose notwendigen Kennwerte des Modells von Sroka & Preuße wurden wie folgt angenommen:

- Höhe der Tagesoberfläche $z_T = +160$ m NN,
- Dehnungskoeffizient: $d_m = 0,40 \cdot 10^{-2}$ m²/MN,
- relative Höhe der zerrütteten Gebirgszone: $\lambda = 3$,
- integrierter Dehnungskoeffizient: $\mu = 1,20 \cdot 10^{-2}$ m²/MN,
- Grenzwinkel bei Grubenwasseranstieg: $\gamma_w = 12$ gon.

Die vorausberechneten Hebungen sind in den Abbildungen 5-1, 5-2 und 5-3 dargestellt. Die Abb. 5-1 umfasst die Hebungen infolge des Grubenwasseranstiegs im ausgekohnten Lagerstättenteil vom Flöz Flottwell Hauptflöz bis Flöz 2, d. h., für die Flöze der Teufenlage bis ca. 600 m. Die Abbaue entsprechen in etwa den Abbauen im Westfeld. Die vorausberechnete max. Hebung von 126 mm korrespondiert gut mit der im Westfeld gemessenen Hebung von max. 100 mm.

Tabelle 5-1: Übersicht der Bauflächen im Ostfeld und im Beustfeld.

Ostfeld			
Flöz	mittlere Teufe [m]	mittlere Mächtigkeit [m]	Abbauzeitraum
Flottwell Hauptflöz	100	1,05	1885-1965
Flottwell Nebenflöz	100	0,60	1864-1965
Alexander	45	0,45	1845-1859
Glücksburg	195	0,85	1800-1945
Bentingsbank	210	0,80	1932-1962
Reden	350	0,90	1932-1963
Theodor	400	0,60	1935-1966
Flöz 1	560	0,70	1964
Flöz 2	580	1,20	1964-1977
Flöz 40	1140	1,70	2008-2011
Flöz 43	1190	1,40	2002-2014
Flöz 45	1135	1,40	1972-2012
Flöz 48	1200	1,30	1993-2014
Flöz 51	1225	0,90	2014-2016
Flöz 52	1350	1,00	1986-1994
Flöz 53	1275	1,20	1973-2018
Flöz 54	1255	1,80	1976-2015
Flöz 59	1375	2,30	1984-1997
Flöz 65/68	1450	1,80	2004-2013
Flöz 69	1470	1,40	1991-2011
Flöz 74	1500	2,20	2005-2016
Flöz 78	1570	1,70	2017-2018
Beustfeld			
Franz	40	0,45	1849-1869
Flottwell Hauptflöz	40	1,05	1862-1926
Flottwell Nebenflöz	40	0,50	1867-1927
Alexander	40	0,75	1848-1924
Glücksburg	320	1,05	1945-1966
Flöz 53	1250	1,30	2016-2018
Flöz 54	1270	1,50	2012-2015

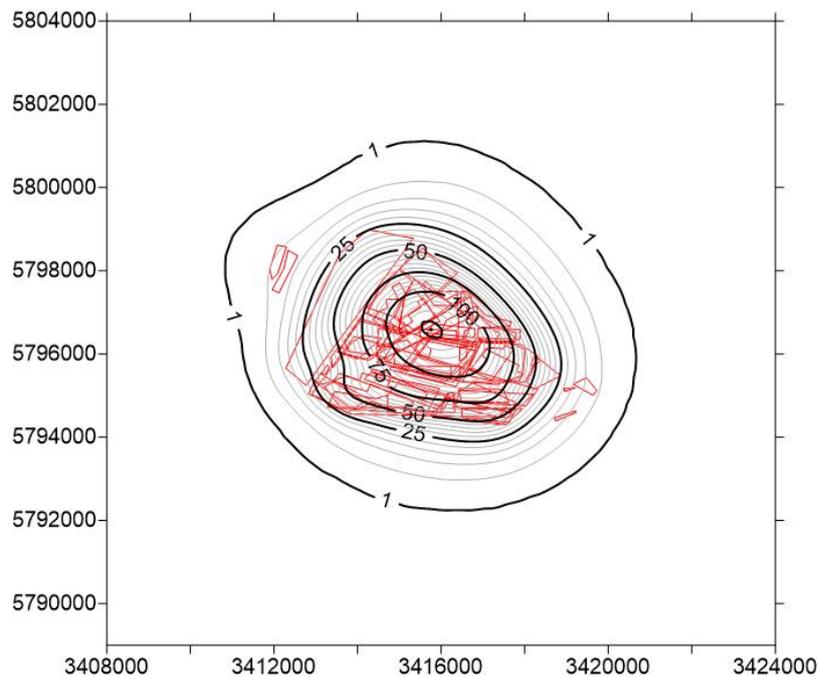


Abb. 5-1: Vorausberechnete Hebungen (Abbaue vom Flöz Flottwell Hauptflöz bis Flöz 2).

Die Abb. 5-2 umfasst die Hebungen infolge des Grubenwasseranstiegs vom Flöz 40 bis zum Flöz 78, deren mittlere Teufenlage zwischen 1040 m und 1570 m liegt. Die maximale Hebung infolge des Grubenwasseranstiegs in der tiefen Lagerstätte liegt ca. bei 258 mm.

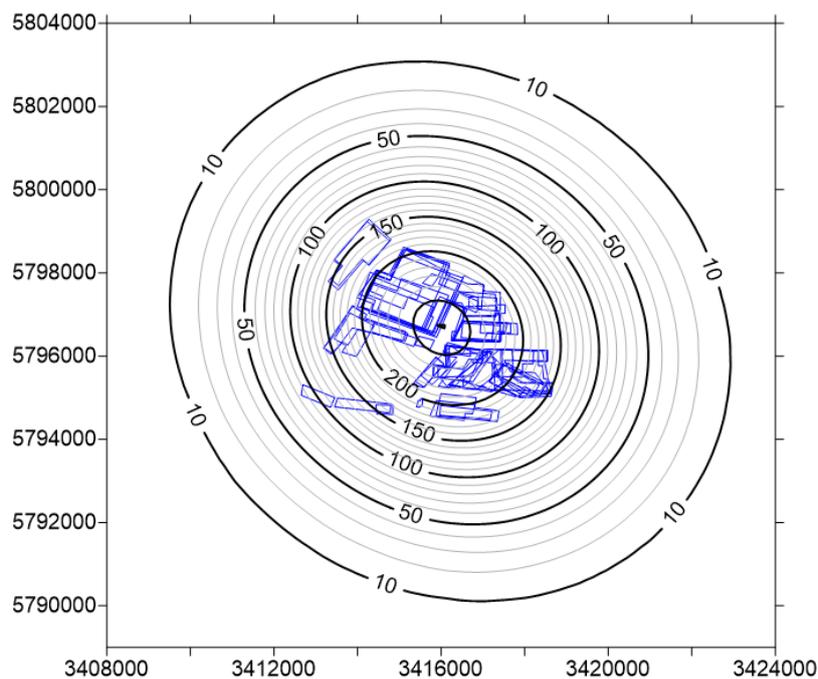


Abb. 5-2: Vorausberechnete Hebungen (Abbaue vom Flöz 40 bis Flöz 78).

In den Abbildungen 5-3a und 5-3b ist die gesamte Hebung dargestellt, die infolge des Grubenwasseranstiegs im gesamten Grubengebäude des Ostfeldes zu erwarten ist. Der maximale Wert liegt danach bei ca. 384 mm.

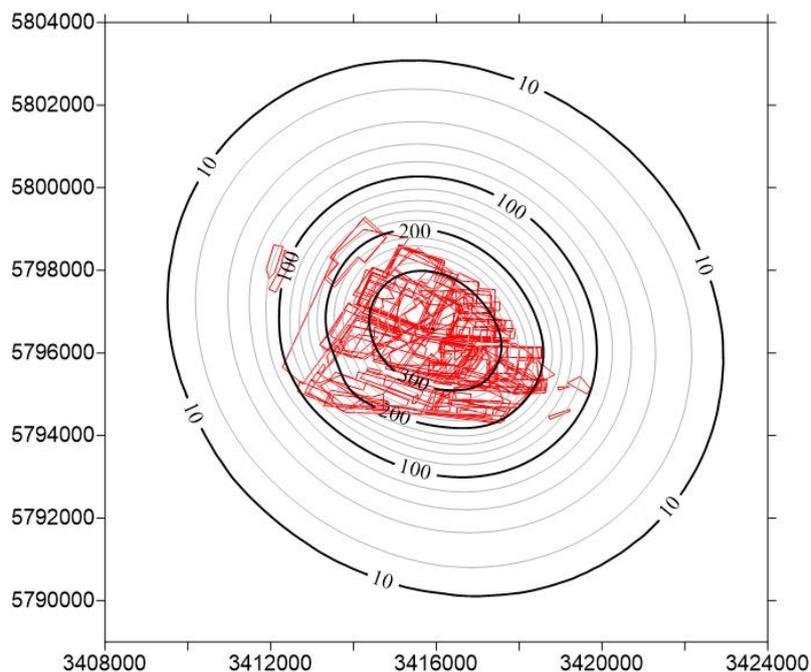


Abb. 5-3a: Vorausberechnete Hebungen (alle Abbaue).

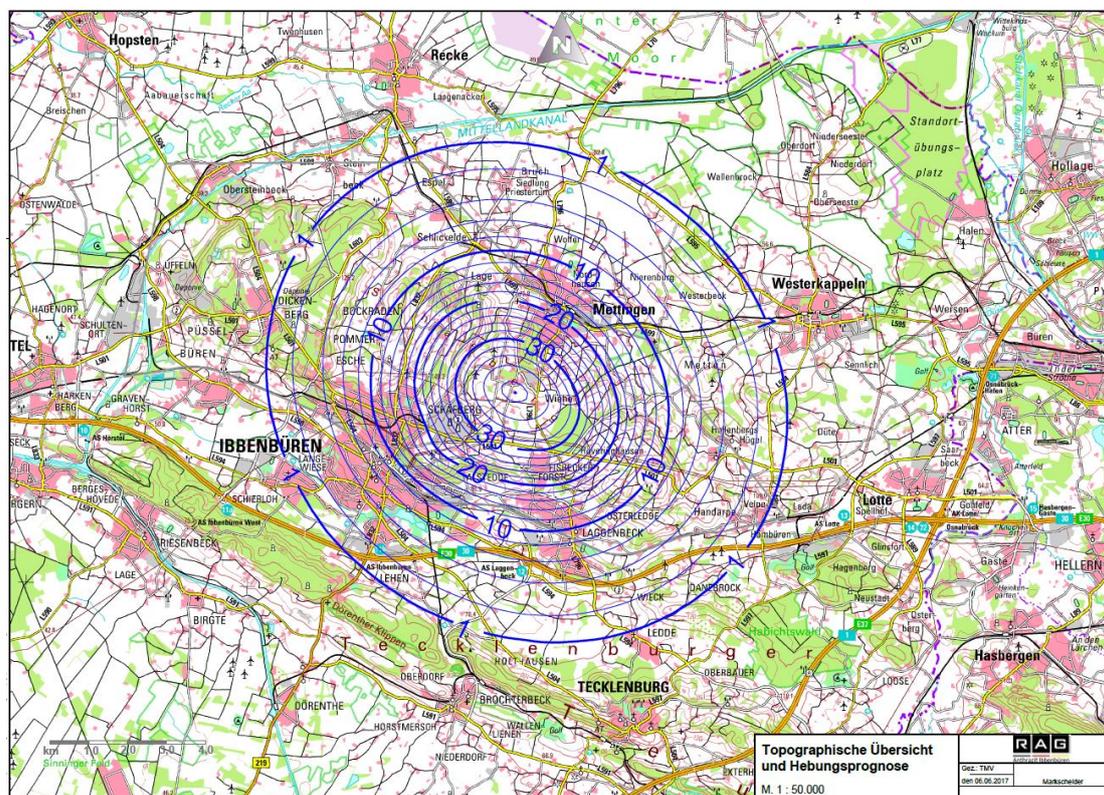


Abb. 5-3b: Topographische Übersicht und Hebungsprognose (in cm).

Um die maximalen wasseranstiegsbedingten Bodenbewegungselemente Schiefelage und horizontale Längenänderung darzustellen, sind entlang von zwei Berechnungsprofilen L1 und L2 (Abb. 5-4) diese Bodenbewegungselemente vorausberechnet.

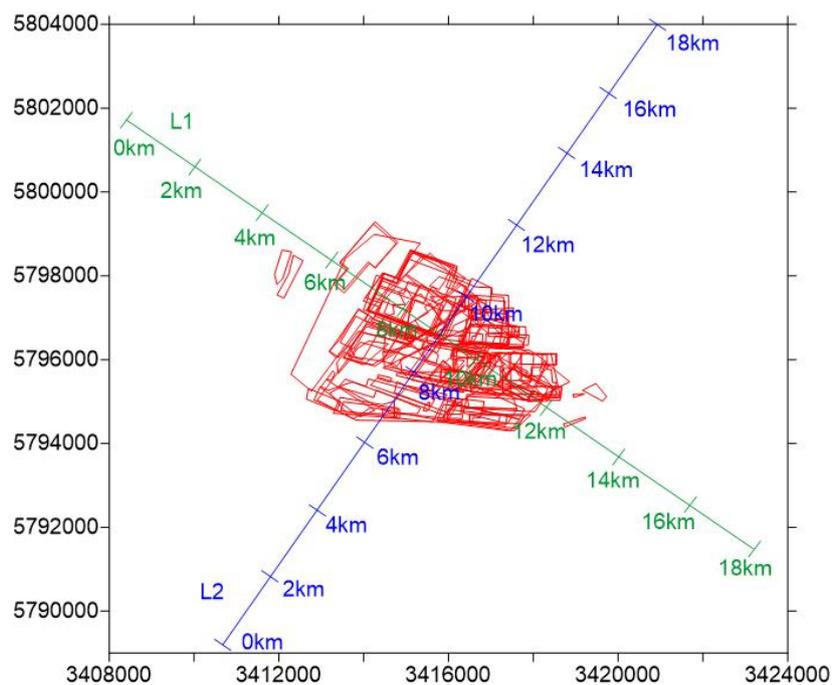


Abb. 5-4: Berechnungsprofile L1 und L2.

Die Berechnungsprofile L1 und L2 wurden so angelegt, dass sie die Hauptrichtungen der wasseranstiegsbedingten Beanspruchung abbilden. Die Berechnungsergebnisse sind in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt.

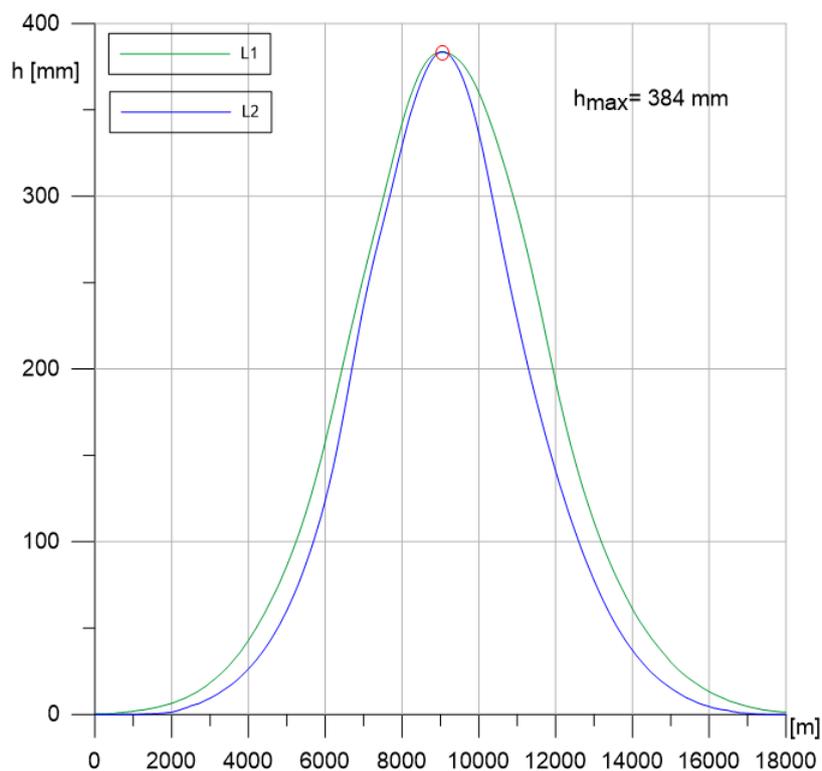


Abb. 5-5: Vorausberechnete Hebungen entlang der Berechnungsprofile L1 und L2.

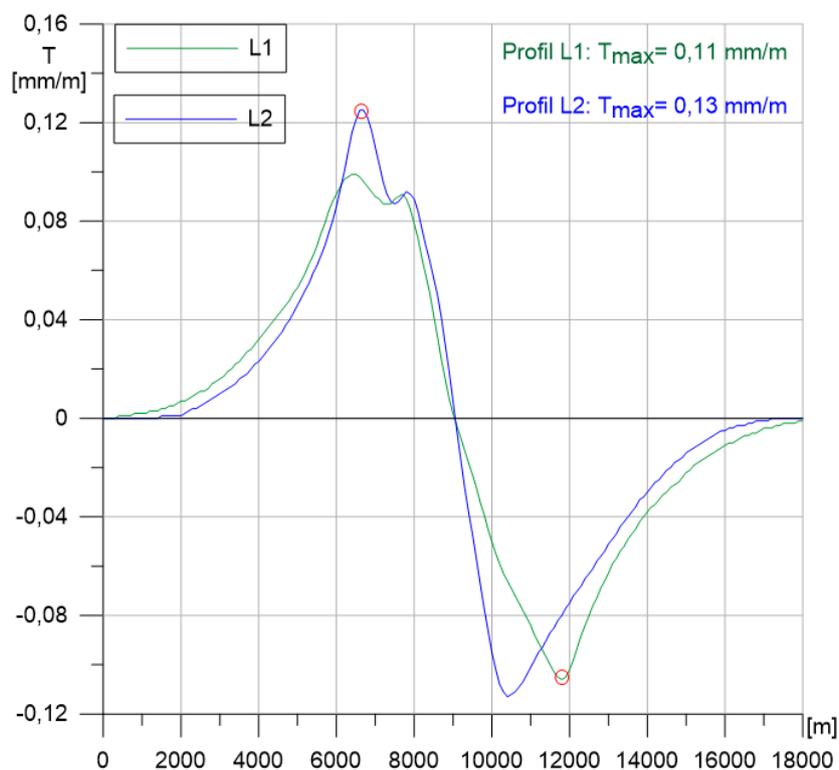


Abb. 5-6: Vorausberechnete Schief lagen entlang der Berechnungsprofile L1 und L2.

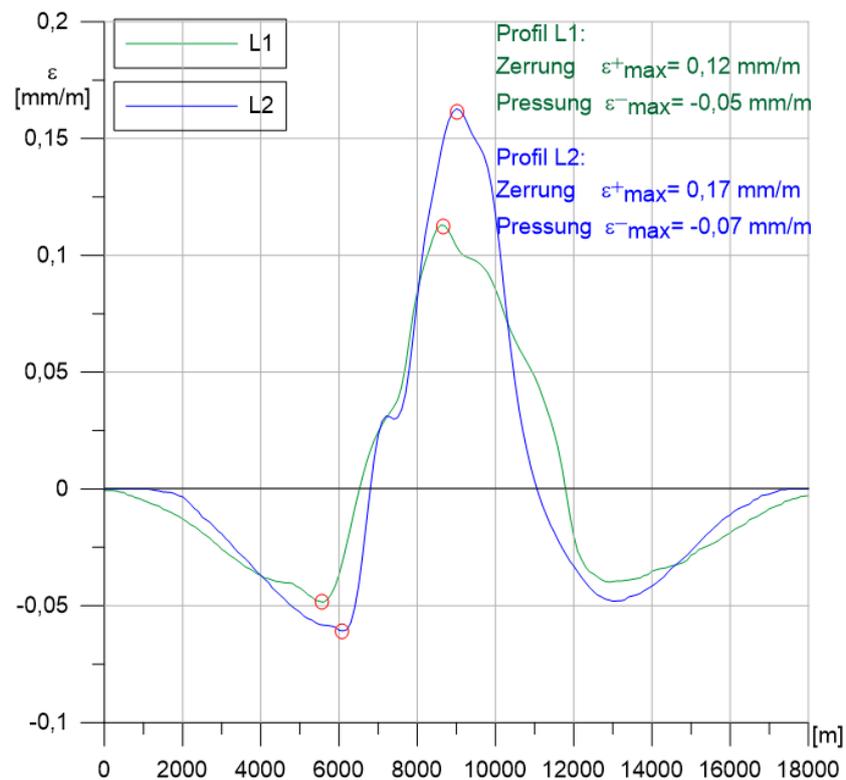


Abb. 5-7: Vorausberechnete horizontale Längenänderungen entlang der Berechnungsprofile L1 und L2.

Die vorausberechneten maximalen Werte der bergschadenrelevanten Bodenbewegungselemente infolge des Grubenwasseranstiegs im Ostfeld sind wie folgt:

$$h_{\max} = 383,7 \text{ mm},$$

$$T_{\max} = 0,13 \text{ mm/m},$$

$$\varepsilon^+_{\max} = 0,17 \text{ mm/m},$$

$$\varepsilon^-_{\max} = -0,07 \text{ mm/m}.$$

Die Höhe dieser Werte liegt deutlich unterhalb der Größenordnung, ab welcher mit Objekten der Bergschäden an der Tagesoberfläche zu rechnen ist.

6. Bergschadenkundliche Bewertung von abbauinduzierten Bodenbewegungen hinsichtlich ihrer Einwirkung auf Gebäude

6.1. Bergschadenrelevante Bodenbewegungselemente

Die durch die Gewinnungstätigkeit direkt bzw. indirekt bedingten Bodenbewegungen werden allgemein in vertikale und horizontale Bodenbewegungselemente unterteilt. Zu den Vertikalen zählen die Senkung, die Schiefelage sowie der Krümmungsradius; zu den Horizontalen die horizontale Verschiebung sowie die horizontale relative Längenänderung.

In der Tab. 6-1 werden die Empfindlichkeiten verschiedener Bauwerksarten qualitativ dargestellt (Weber und Wildhagen 1996).

Tab 6-1: Empfindlichkeit von Bauwerken gegenüber bergbaulichen Einwirkungen.

Bauwerke an der Tagesoberfläche		Vertikale Bodenbewegungselemente			Horizontale Bodenbewegungselemente	
Art	Objekt	Senkung	Schiefelage	Krümmung	Längung (Zerrung)	Verkürzung (Pressung)
Allgemeine Hochbauten	Wohngebäude	○	◐	◑	◑	◑
	Verwaltungs-, Geschäftsgebäude	○	◐	◑	◑	●
	Gebäudezeilen	○	◐	◑	◑	●
Industriebauwerke	Fabrikationsgebäude	○	◐	◑	◑	●
	Werkhallen	○	◐	◑	◑	●
	Kranbahnen	○	●	◑	◑	●
	Förderanlagen	○	●	◑	◑	◑
	Schornsteine	○	●	○	○	○
Verkehrsbauwerke	Bahngleise, Bahnhöfe	◐	◑	○	◑	◑
	Straßen	◑	○	○	◑	◑
	Brücken	◐	◑	○	◑	◑
	Wasserstraßen, Häfen	●	○	○	○	○
	Schleusen	●	◐	◑	◑	●
Erdverlegte Leitungen	Druckrohrleitungen	○	○	◑	◑	●
	Kabel	○	○	○	○	◑
	Kanalisation	●	◑	○	◑	●
Natürliche Anlagen	Felder, Wiesen, Wälder	◐	○	○	○	○
	Vorfluter	●	○	○	○	○

○ unerhebliche Empfindlichkeit	◐ mittlere Empfindlichkeit
◑ geringe Empfindlichkeit	● starke Empfindlichkeit

Es wird deutlich, dass für Gebäude die Bodenbewegungselemente Schiefelage, Krümmung sowie die relative horizontale Längenänderung, vor allem in Form der Pressung, von Bedeutung sind. Diese Bodenbewegungselemente sind auch die zentralen Größen bei der Interaktion von Baugrund und Bauwerk. Somit besitzen sie die größte Bergschadenrelevanz.

6.2. Gebäudeempfindlichkeit gegenüber bergbaubedingten Bodenbewegungen

Die Bergschadenrelevanz gemessener bzw. berechneter Bodenbewegungselemente ist von der Empfindlichkeit der einzelnen Gebäude gegenüber bergbauinduzierten Bodenbewegungen abhängig.

Unter der Gebäudeempfindlichkeit versteht man die Fähigkeit eines Objektes zur Aufnahme definierter bergbaubedingter Bodenbewegungen ohne Gefährdung seiner Standsicherheit und seiner Nutzung.

Die Gebäudeempfindlichkeit wird durch eine zugeordnete Empfindlichkeitskategorie dargestellt. Je höher die Kategorie ist, desto unempfindlicher ist ein Gebäude. Es kann somit größere Bodenbewegungen aufnehmen, ohne eine Standsicherheits- und Funktionsgefährdung aufzuweisen.

Die Zuordnung eines Bauobjektes zu einer Empfindlichkeitskategorie erfolgt durch Bewertung der wichtigsten Objektattribute, die die Widerstandsfähigkeit des Gebäudes im Hinblick auf die abbauinduzierten Bodenbewegungen bestimmen. Diese Attribute sind:

1. Länge des Objektes,
2. Gestalt des Baukörpers,
3. Gründung des Objektes,
4. Baugrund,
5. Objektkonstruktion,
6. Vorhandene Sicherungen,
7. Technischer Gebäudezustand und
8. Nutzungsart.

Die umfangreichen Beschreibungen der einzelnen Objektattribute und deren Bewertungsvorgehensweise sind in Lejczak et al. (1969) vorgestellt und erläutert. Diese wurden auszugsweise durch die DMT-GUC im Rahmen eines Forschungsauftrages der heutigen RAG AG übersetzt (DMT 1999).

Die in Lejczak et al. (1969) vorgestellte und in Polen sowie in vielen Ländern der Welt bis heute verwendete Klassifizierung der Gebäudeempfindlichkeit gegenüber bergbaubedingten Bodenbewegungen, beinhalten die ersten sieben angegebenen Attribute.

Das achte Attribut wurde vom Verfasser auf Grundlage seiner Erfahrungen aus der Zeit seiner Beschäftigung bei der heutigen RAG AG als notwendig angesehen und beigelegt. Dies betrifft in der Regel nur öffentlich genutzte Gebäude.

Die einzelnen Attribute werden in Abhängigkeit von den realen Objektdaten mit einer bestimmten, aus der Erfahrung resultierenden Punktzahl, bewertet.

Die Zuordnung der Bauobjekte zu einer Empfindlichkeits- bzw. Verträglichkeitskategorie wird durch die Gesamtpunktzahl aller Punktzahlen einzelner Attribute ermittelt.

Dieses wurde schematisch in der Tab. 6-2 zusammengefasst.

Tab. 6-2: Schema zur Klassifizierung der Bebauung hinsichtlich ihrer Empfindlichkeit gegenüber bergbaubedingten Bodenbewegungen.

1.	Länge des Objektes (Gebäudes)							
Länge [m]	=< 10	10 - 15	16 - 20	21 - 25	26 - 30	31 - 35	36 - 40	> 40
Pkt. - Zahl	4	5 - 7	8 - 11	12 - 16	17 - 22	23 - 29	30 - 37	42
2.	Gestalt des Baukörpers <ul style="list-style-type: none"> - einfach (rechteckig), zusammenhängend - einfach, verschachtelt - stark verschachtelt - einfach, ausgedehnt - verschachtelt und ausgedehnt 							0 3 6 6 8
3.	Gründung des Objektes (Objektfundamentierung) <ul style="list-style-type: none"> - auf gleichem Niveau, mit oder ohne Keller - auf unterschiedlichem Niveau - auf unterschiedlichem Niveau, teilunterkellert - wie oben, mit unterbrochener Gründungsebene 							0 3 6 8
4.	Baugrund <ul style="list-style-type: none"> - kompressibel - wenig kompressibel - unkompressibel 							0 4 12
5.	Gebäudekonstruktion (Objekt konstruktion) <ul style="list-style-type: none"> - steif - wenig steif - unsteif 							0 4 8
6.	Vorhandene Sicherungen <ul style="list-style-type: none"> - Ankerung, Betonaussteifung - Teilbereiche gesichert (gefährdete Bauteile) - nicht gesichert 							0 4 6
7.	Technischer Zustand (Unterhaltungszustand) <ul style="list-style-type: none"> - gut - mittel - schlecht 							0 6 12
Pkt. - Zahl		=< 20	21 - 27	28 - 36	37 - 47			
Verträglichkeits-Kategorie		4	3	2	1	0		

Die Verbindung zwischen der ermittelten Gebäudeempfindlichkeit gegenüber bergbaubedingten Bodenbewegungen und den Grenz- bzw. Anhaltswerten der einzelnen bergschadenrelevanten Bodenbewegungselemente, ist in der Tab. 6-3 dargestellt.

Tab. 6-3: Bodenbewegungsgrenzwerte für zulässige Objektbeanspruchungen in Abhängigkeit von der Empfindlichkeitskategorie (u.a. Sroka 2003).

Empfindlichkeitskategorie	T_{Gr} [mm/m]	R_{Gr} [km]	ϵ_{Gr} [mm/m]	\dot{S}_{Gr} [mm/Tag]	$\dot{\epsilon}_{Gr}$ [mm/m/Tag]	Δs_{Gr} [mm]	Beispiele für Bebauung
0	1,0	50	0,5	1	0,005	1	monumentale historische Bauwerke, Dome, Kathedralen, Chemieanlagen, Großkraftwerke
1	2,5	20	1,5	3	0,015	2,5	Industrieanlagen, öffentl. Gebäude, Theater, Kirchen, Bau-Denkmäler, Hochdruckgasleitungen
2	5,0	12	3,0	6	0,030	5	gelockerte städt. Bebauung, Bahngleise, Rohrleitungen
3	10,0	6	6,0	12	0,060	10	Flachbauten, Straßen, Kabel
4	15,0	4	9,0	18	0,100	15	gesicherte Bauwerke

Die in der Tab. 6-3 verwendeten Kurzbezeichnungen haben die nachfolgenden Bedeutungen:

- T - Schiefelage,
- R - Krümmungsradius,
- ϵ - relative horizontale Längenänderung (d. h. horizontale Deformation),
- \dot{S} - Senkungsgeschwindigkeit,
- $\dot{\epsilon}$ - Deformationsgeschwindigkeit und
- Δs - Vergleichmäßigungswert der Senkung.

Die wichtigsten bergschadenrelevanten Bodenbewegungselemente, sind die relative horizontale Längenänderung und die Senkung – bzw. Deformationsgeschwindigkeit. Bei den in der Tabelle 6-3 angegebenen Werten handelt es sich um die Werte der im Baugrund gemessenen bzw. prognostizierten Bodenbewegungselemente.

Durch Einführung der vollmechanischen Strebtechnik im Steinkohlenbergbau wurde man mit wesentlich größeren Abbaugeschwindigkeiten und ihren Auswirkungen konfrontiert. Die Untersuchungen ergaben, dass das Bergschadensbild nicht nur von statischen Vorgaben, wie Schiefelage, Krümmung und Längenänderung, sondern auch sehr stark und manchmal entscheidend von der Abbaudynamik abhängt (Sroka 1974).

Als Folge dieser Untersuchungen haben Dzegniuk und Sroka (1978) vorgeschlagen, die bestehende Klassifizierung, um das Kriterium der abbaudynamischen Einwirkung

zu erweitern. Die Wahl der Senkungsgeschwindigkeit \dot{S} , als Maß der Abbaudynamik, ergab sich u.a. auf Grund ihrer problemlosen Messbarkeit und Analyse.

In der Tab. 6-4 sind die Anhaltswerte für die relativen horizontalen Längenänderungen in Abhängigkeit der Objektkategorien für die in verschiedenen Ländern geltenden oder entwickelten Klassifizierungen zusammengestellt.

Tab. 6-4: Grenzwerte [mm/m] für die horizontalen Längenänderungen in Klassifizierungen verschiedener Länder.

Objekt-kategorie	Klassifizierung						
	polnische [1]	polnische [2]	russische [1]	russische [2]	tschechische	britische	Mittel-werte
0	0,5	0,5	1,0	---	---	---	0,67
1	1,5	2,0	3,0	2,0	1,0	2,0	1,92
2	3,0	4,0	5,0	2,5	3,0	4,0	3,58
3	6,0	6,0	8,0	3,5	5,0	8,0	6,08
4	9,0	8,0	12,0	6,0	7,0	13,0	9,17
5	>9,0	>8,0	>12,0	>6,0	>7,0	>13,0	>9,0

Es ist zu bemerken, dass diese Klassifizierungen fast identisch aufgebaut sind und auf einer Klassifizierung von Budryk und Knothe (1956) basieren. Diese ist umfangreich in Lejczak et al. (1969) beschrieben und in der Tab. 6-4 als polnische [1] bezeichnet.

Diese Klassifizierung ist mit kleinen Modifizierungen (Kwiatek et al. 1991) seit ca. 60 Jahren in praktischer Anwendung und besitzt somit eine sehr solide empirische Grundlage. Auch die von Pohl (2002) erarbeitete Klassifizierung basiert auf dieser Grundlage.

Es ist jedoch deutlich festzustellen, dass die Tab. 6-2 nur eine grobe Zusammenfassung und ein grobes Schema der in Lejczak et al. (1969) vorgestellten Vorgehensweisen und Instruktionen bezüglich der Zuordnung von Bauobjekten zu den Empfindlichkeitskategorien gegenüber bergbaulichen Einwirkungen darstellt.

Die praktische Durchführung einer Klassifizierung erfordert sehr solide bautechnische Sachkenntnisse und praktische Erfahrungen der beauftragten Personen.

Die Zuordnung eines Gebäudes zu einer bestimmten Empfindlichkeits- bzw. Verträglichkeitskategorie erfolgt auf der Grundlage der Gesamtpunktzahl, die bei der Bewertung der Gebäudeattribute ermittelt wird. Diese Zuordnung hat jedoch ausschließlich einen statistischen Charakter (Knothe und Sroka 2010). Zu der zweiten Kategorie mit einem Wertebereich für die horizontale Deformation ε von

$$1,5 \text{ mm/m} < \varepsilon \leq 3,0 \text{ mm/m}$$

gehören beispielweise alle Gebäude, deren Gesamtpunktzahl P im Wertebereich von

$$27 \leq P < 36$$

liegt.

Bei einer individuellen Bewertung eines Gebäudes mit einer Punktzahl von 30, beträgt dessen Grenzwert der horizontalen Deformation (sowohl für Pressung als auch für Zerrung) ca. 2,3 mm/m (s. Abbildung 6-1).

Mit Hilfe der hier präsentierten Vorgehensweise werden für die einzelnen Objekte Grenz – bzw. Anhaltswerte von Bodenbewegungselementen festgelegt, die entweder Objektschäden ausschließen, oder diese zumindest wesentlich reduzieren.

Sehr empfindliche Objekte, wie monumentale oder historische Denkmäler (z. B. Schlösser, Dome und Kirchen) sowie einige Industrieanlagen (z. B. Raffinerien, chemische Anlagen und Produktenleitungen), von denen gemeinschädliche Auswirkungen ausgehen können, müssen individuell bewertet werden. Sie sind von vornherein der Kategorie 0 zugeordnet worden.

Im Hinblick auf das Verhalten historischer Bauwerke unter Bergbaueinfluss hat Schmidt- Schleicher (1998) die Ergebnisse eines Forschungsvorhabens publiziert. Dieses Forschungsvorhaben hatte u. a. die Ausarbeitung von Kriterien zur Erfassung und Bewertung von Baudenkmalern hinsichtlich ihrer Empfindlichkeit gegenüber bergbaulichen Einwirkungen im Rahmen der Erstellung von Umweltverträglichkeitsstudien für geplante bergbauliche Vorhaben zum Ziel. Als maßgebende, bergbauliche Einwirkungen wurden die Bodenbewegungselemente Zerrung und Pressung des Baugrundes angenommen.

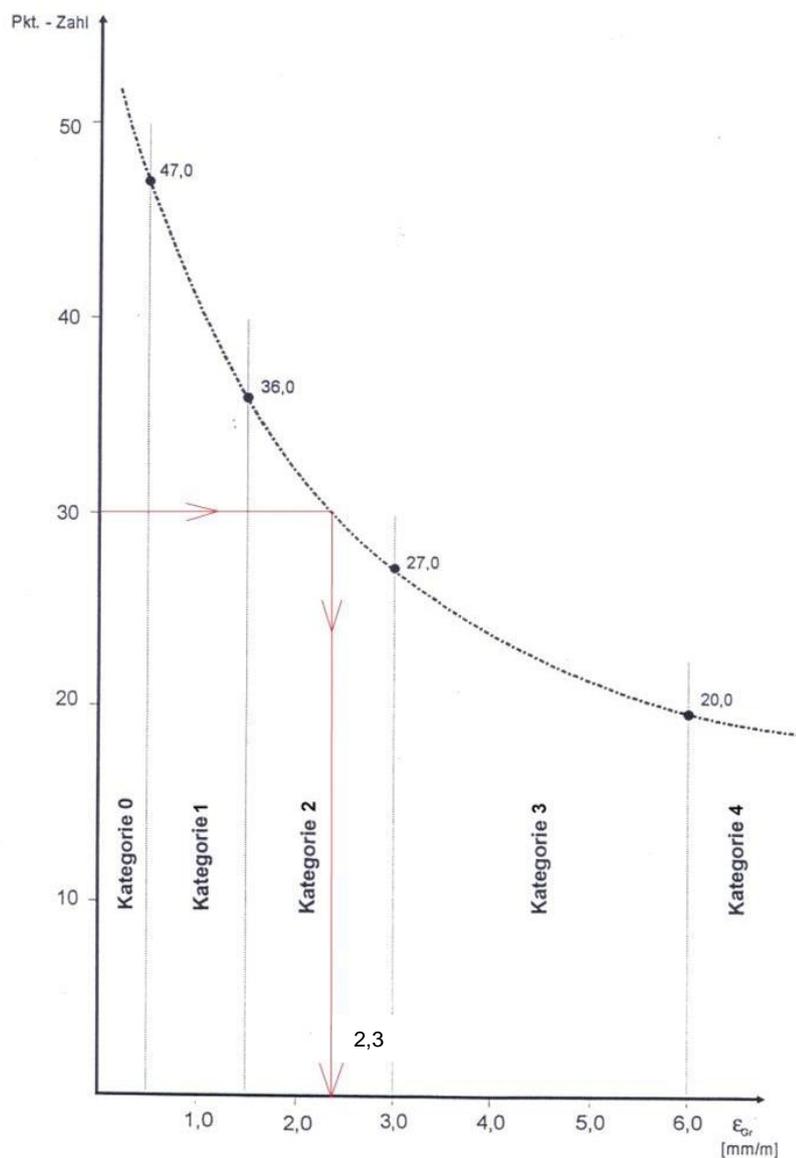


Abb. 6-1: Schema zur Bewertung des individuellen Deformationsgrenzwertes ϵ_{Gr} für einzelne Objekte.

Für sehr kleine Einwirkungswerte ($|\epsilon| \leq 0,2$ mm/m, Kategorie 00) besteht im Rahmen einer Umweltverträglichkeitsstudie und auch während des Abbaus grundsätzlich kein Handlungsbedarf. Dieser Sachinhalt wird auch durch praktische Erfahrungen bestätigt.

Einzelstehende Einfamilienhäuser mit einer Hauslänge von < 20 m, rechteckig, mit oder ohne Keller, im guten bautechnischen Zustand werden in der Regel, wie auch langjährige Erfahrungen zeigen, der Empfindlichkeitskategorie 2 zugeordnet.

Die für diese Kategorie charakteristischen Grenzwertbereiche der bergschadenrelevanten Bodenbewegungselemente sind wie folgt:

Schiefelage: $2,5 < T \leq 5,0$ mm/m,

Längenänderung: $1,5 < \varepsilon \leq 3,0$ mm/m.

Diese Werte sind wesentlich größer, als die durch theoretische Berechnungen ermittelten grubenwasseranstiegsbedingten Bodenbewegungswerte für den Bereich des Ostfeldes des Bergwerkes Ibbenbüren.

7. Zu un stetigen wasseranstiegsbedingten Bodenbewegungen

Über die Möglichkeit des Auftretens un stetiger Bodenbewegungen durch ansteigendes Grubenwasser, hat als erster Pöttgens im Jahre 1985 berichtet.

Die von ihm auf Basis von in Situ-Höhenmessungen durchgeführte Analyse ergab u. a. die Schlussfolgerung:

Die Frage entsteht in wie fern an den Stellen wo früher große ungleiche Senkungen stattfanden, zum Beispiel am Ausbiss von geologischen Störungen oder auf Abbaustufen, jetzt wieder Schäden verursachende Hebungen entstehen werden. Bis jetzt zeigen die Messergebnisse nur gewisse Trends, aber es ergibt sich, dass nur dort, wo geologische Störungen ausbeissen, noch ungleiche Hebungen auftreten werden, aber auch nur dann, wenn an beiden Seiten der Störung mit verschiedener Intensität Kohlen abgebaut worden sind. In diesem Fall wird der Verformungsprozess stark beeinflusst durch die Gegebenheit, ob es einen einzigen Störungsschnitt gibt oder eine Störungszone mit vielen Verwerfungen. (Zitatende).

Diese Aussage hat Pöttgens im Jahre 1998 bekräftigt. Zusätzlich schrieb er:

Der Ausnahmefall ist oberflächennaher Abbau. Bei steigendem Grubenwasser können in diesen Abbauen Instabilitäten auftreten, die zu schadenverursachenden Bodenbewegungen oder sogar Tagesbrüchen führen können. (Zitatende).

Infolge der Steinkohlengewinnung im Ostfeld des Bergwerks Ibbenbüren sind un stetige Bodenbewegungen in Form von Erdstufen aufgetreten. Deutliche Verwurfsmaße an diesen Un stetigkeitszonen sind an 3 im weitesten Sinne zusammenhängenden Elementen festzustellen (Abb. 7-1).

Im Allgemeinen, nach den bis heute vorliegenden Erfahrungen, sind diese linienhaften un stetigen Bodenverformungen an die Ausbisslinien tektonischer Störungen sowie an die Achsen gefalteter Gebirgsstrukturen gebunden.

In der Abb. 7-1 ist die Großtektonik des Ibbenbürener Karbonhorstes und die im Ostfeld aufgetretenen linienhaften Un stetigkeitsstrukturen dargestellt (grüne Linien).

Es ist eindeutig zu erkennen, dass die Erdstufen 1 und 2 in Verbindung zu den tektonischen Störungen (Fahlbach- und Wasser-Sprung) stehen. Die un stetige Struktur 3

entspricht dem Verlauf der das gesamte Gebirge prägenden Muldenachse (Eikemeier 2002).

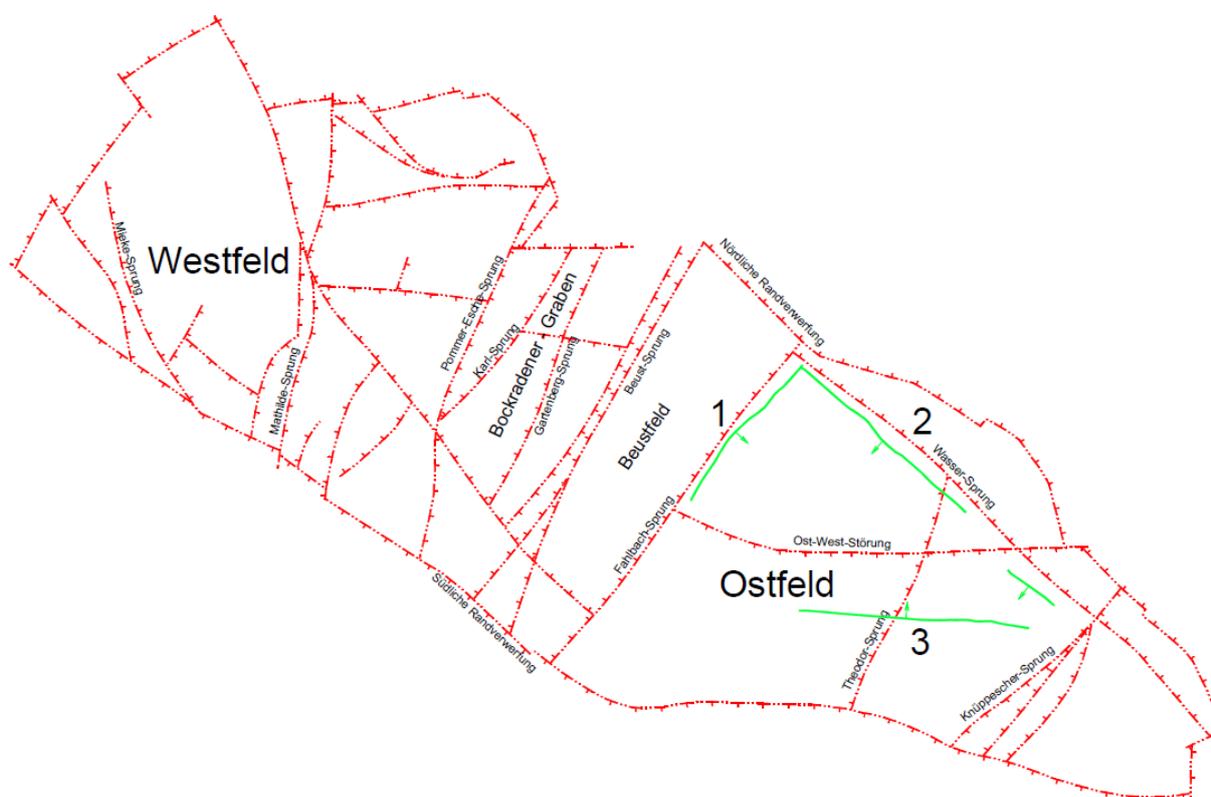


Abb. 7-1: Die Tektonik des Ibbenbürener Karbonhorstes und die im Ostfeld aufgetretenen Erdstufen.

Die vertikalen Verwurfsmaße der aufgetretenen Erdstufen sind sehr groß und liegen im Wertebereich vom max. 2m (Strukturen 1 und 2) bis ca. 5m (Struktur 3).

Es stellt sich die Frage, ob es infolge des Grubenwasseranstiegs zur Aktivierung der Bewegung in Bereichen dieser un stetigen Bodenstrukturen kommt.

Es ist jedoch schon hier zu bemerken, dass infolge des Grubenwasseranstiegs im Westfeld des Bergwerkes Ibbenbüren keine un stetigen Bodenbewegungen aufgetreten sind (Goerke-Mallet 2000).

Während des Grubenwasseranstiegs im Bergwerk Sophia-Jacoba kam es im Jahr 1999 zur Aktivierung des Ausbisses des Meinweg- und des Rurrandsprunges. Diese tektonischen Verwerfersysteme bilden die östliche Begrenzung des sogenannten

Wassenberger Horstes, in dem sich die Baufelder des Bergwerkes Sophia-Jacoba befanden. Die Grubenwasserhaltung wurde im Jahre 1997 eingestellt, fast zeitgleich mit Beendigung der Abbauaktivitäten und Schließung des Bergwerkes. Infolge der Aktivierung entstand in den Jahren 1999 – 2004 eine durchgehende Schadenslinie (Abb. 7-2), die durch die Ortschaften Wassenberg, Lichtenberg, Ratheim und Hückelhoven verläuft. Die Gesamtlänge dieser Linie beträgt ca. 9 km. Bei dem seit Mitte 1999 registrierten Schaden handelt es sich um starke Risse an Gebäuden und Straßen, an einigen Stellen mit deutlichem vertikalem Verwurfsmaß. So wurden Ende 1999 Bodenrisse mit bis zu 10 mm Breite und einem vertikalen Versatz bis ca. 5 mm festgestellt (Baglikow 2010). Der vertikale Versatz hat bis 2015 einen Wert von ca. 14 cm erreicht.

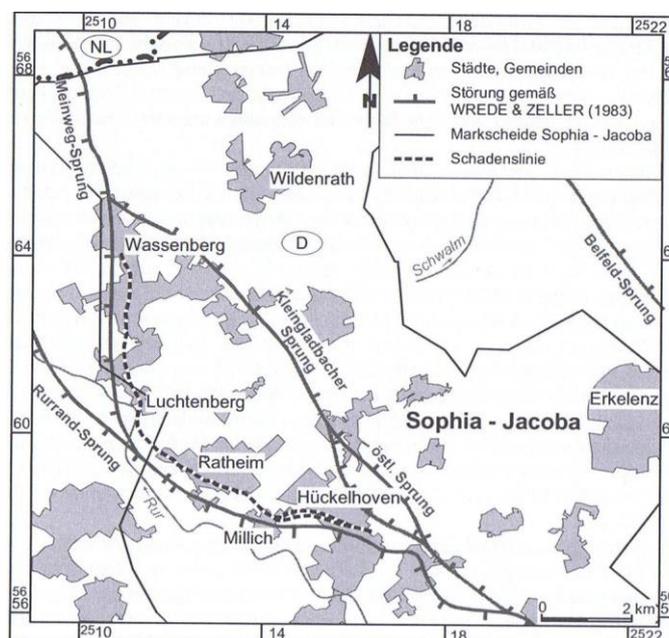


Abb. 7-2: Verlauf der Schadenslinie am Westrand des Wassenberger Horstes (Heitfeld et al. 2004).

Bis 2003 wurden Schäden an ca. 110 Objekten registriert, wobei 9 Objekte als Totalschaden eingestuft sind (Heitfeld et al. 2004; Baglikow 2006, 2010).

Es ist jedoch festzustellen, dass einige Abschnitte der Schadenslinie, die während der aktiven Abbauphase unter der direkten Abbaueinwirkung lagen, schon in deren Folge aktiviert wurden und zu Bergschäden führten.

In der Regel bestehen die tektonischen Verwerfungen nicht aus einer Störungsfläche, sondern aus mehreren und werden nicht selten durch Kluftsysteme begleitet. Diese Bereiche werden durch zerrende Abbaueinwirkungen zusätzlich aufgelockert und wirken dann im Hinblick auf die abbaubedingten Einwirkungen, wie eine Trennfuge oder eine Spundwand mit abgeminderter Reibung, was an der Tagesoberfläche in der Regel zu Spalten mit vertikalem Versatz führt.

Diese Erfahrungen aus der aktiven Abbauphase sind zumindest qualitativ auf das Phänomen unstetiger Hebungen übertragbar. Dies betrifft auch die Erscheinungen der ungleichen Senkung an geologischen Störungen bei Sumpfung im Tagebaubereich des Rheinischen Braunkohlenreviers.

Es stellt sich die Frage, ob eine Prognose wasseranstiegsbedingter unstetiger Bodenbewegungen (Hebungen) überhaupt möglich ist. Die Herausforderung, speziell in den Ingenieurwissenschaften, besteht darin, nicht nur die Ereignisse in der Natur zu verstehen, sondern sie auch mit ihren Auswirkungen voraussagen zu können. Eine Prognose der möglichen unstetigen Hebungen muss daher der Vollständigkeit halber die drei nachfolgenden Elemente beinhalten:

- den Ort,
- die Zeit des Auftretens und
- das vertikale Verwurfsmaß.

Heitfeld et al. (2014, 2016) erarbeitete eine Klassifikation, um die Risikobereiche der möglichen wasseranstiegsbedingten unstetigen Bodenbewegungen zu identifizieren und abzugrenzen sowie das mögliche Einwirkungspotential zu bewerten.

Die Klassifikation wurde im Wesentlichen auf den von Pöttgens (1985, 1998) und Wings et al. (2004) formulierten Erkenntnissen sowie den Vorkommnissen während des Grubenwasseranstiegs im Bergwerk Sophia-Jacoba aufgebaut. Die Klassifizierung umfasst drei Einwirkungsklassen mit qualitativ definierten Wahrscheinlichkeiten (hohe, mittlere, geringe) für das Auftreten von unstetigen Bodenbewegungen bei Grubenwasseranstieg. Diese drei Einwirkungsklassen sind wie folgt definiert (Heitfeld et al. 2014):

Einwirkungsklasse 1 (rote Zonen) – hohe Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von signifikanten Bodenhebungsdifferenzen:

- einseitiger Grubenwasseranstieg an einer hydraulisch wirksamen, das Steinkohlengebirge und das Deckgebirge durchschlagenden tektonischen Störungszone, mit signifikanter Einwirkung auf Druckhöhen im Deckgebirge (Bsp. Wassenberg).

Einwirkungsklasse 2 (gelbe Zonen) – mittlere Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von signifikanten Bodenhebungsdifferenzen:

- einseitiger Grubenwasseranstieg an einer hydraulisch wirksamen, das Steinkohlengebirge und das Deckgebirge durchschlagenden tektonischen Störungszone, ohne signifikante Einwirkung auf Druckhöhen im Deckgebirge,
- einseitiger Grubenwasseranstieg an einer das Steinkohlengebirge und das Deckgebirge durchschlagenden tektonischen Störungszone mit bekannten Unstetigkeiten.

Einwirkungsklasse 3 (blaue Zonen) - geringe Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von signifikanten Bodenhebungsdifferenzen:

- beidseitiger Grubenwasseranstieg einer das Steinkohlengebirge und das Deckgebirge durchschlagenden tektonischen Störungszone mit bekannten Unstetigkeiten,
- einseitiger Grubenwasseranstieg an einer das Steinkohlengebirge und das Deckgebirge durchschlagenden tektonischen Störungszone ohne bekannte Unstetigkeiten.

Laut Heitfeld et al. (2014, 2016) lassen sich nach diesen Einwirkungsklassen potenzielle Unstetigkeitszonen an der Tagesoberfläche infolge des Grubenwasseranstiegs ausweisen und differenzieren, d. h. die möglichen Orte werden angegeben.

Es stellt sich die Frage, ob zwischen den Phänomenen der un stetigen Bodenbewegung beim aktiven Abbau und beim Grubenwasseranstieg eine qualitative und quantitative Abhängigkeit bestehen könnte.

Die Erfahrungen über die Bildung un stetiger Bodenbewegungen in der Phase des aktiven Abbaus stellen eine Verbindung zu den vorhandenen tektonischen Störungen

(u.a. Sroka 1987; Grün 1995), als auch zu den infolge des Abbaus entstandenen überlappenden Zerrungszonen mehrerer Abbaue (u.a. Grün 1995; Kowalski 2007), dar.

Die Untersuchungen ergaben, dass eine exakt deterministische Prognose wegen der Komplexität dieses Problems nicht möglich ist. Die Zusammenhänge zwischen den tektonischen Strukturen, der Geologie und Hydrogeologie, den physikalischen Festigkeit- und Deformationseigenschaften einzelner Schichten und den Abbaueinwirkungen im Hinblick auf die un stetigen Bodenbewegungen können nicht eindeutig mathematisch beschrieben werden. Aufgrund der in-Situ-Messungen wurde dagegen ein Verfahren entwickelt, dass die Eingrenzung der möglichen Unstetigkeitsbereiche bei aktivem Abbau ermöglicht (Grün 1995).

Bei den tektonisch bedingten un stetigen Bodenbewegungen stimmt deren Lage mit den Ausgehenden (d. h. den Ausbissen) der tektonischen Störungen in der überwiegenden Anzahl der beobachteten Fälle überein. Es ist jedoch zu bemerken, dass eine deterministische Prognose der Ausbisslage einzelner tektonischer Störungen im Abbauvorfeld kaum möglich ist. Aus diesem Grund werden nicht die vermuteten Ausbisslinien, sondern Korridore möglicher Ausbisslagen bestimmt, um das Risiko großer Bergschäden realistisch einzugrenzen.

Es wurde eindeutig festgestellt, dass die Tektonik einen eher sekundären Effekt auf die Entstehung von un stetigen abbaubedingten Bodenbewegungen hat. Die großen tektonischen Strukturen stellen im Steinkohlenbergbau in der Regel die Abbaugrenzen dar. Durch das ständige Heranbauen mehrerer Flöze kommt es zur Konzentration zerrender Deformationen entlang der Störungszone. Dort können im Laufe der Zeit kritische Zerrungsmaxima entstehen, die zu un stetigen Bodenbewegungen führen.

Die konzentrierten Auflockerungen in der Störungszone ergeben in der Wirkungsweise eine Trennfuge, die nur ein Teil der abbauinduzierten Bodenbewegungen durchlässt. Infolge dessen entstehen in dieser Zone sowohl horizontale (Risse und Spalten), als auch vertikale (Stufen und Versätze) un stetige Bodenbewegungen (Grün 1995).

Es ist jedoch festzustellen, dass die maximalen Werte der abbaubedingten Bodenbewegungselemente auf der Tagesoberfläche mindestens um eine bis zwei Potenzen

zen grösser sind, als die maximalen Werte der wasseranstiegsbedingten Bodenbewegungselemente. Somit sind die zerrenden Bodenbewegungen bei grubenwasseranstiegsbedingten Hebungen als Ursache möglicher unstetiger Bodenbewegungen praktisch auszuschließen.

Aus diesem Grund ist das Phänomen Wassenberg einmalig, und weist auch andere Ursachen als die Anthropogenen auf.

Verwunderlich für den Gutachter ist die Tatsache, dass die in der Abb. 7-2 dargestellte Schadenlinie entlang der Ausbisse des Meinweg- und des Rurrandsprunges auch dort, wo in der Vergangenheit keine bergbaulichen Aktivitäten eingewirkt haben, verläuft. Dieses ist nach Meinung des Gutachters auf die Randlage bei der Sprünge im Bereich der erdbebenaktiven Niederrheinischen Bucht zurückzuführen und wird im Nachfolgenden erläutert.

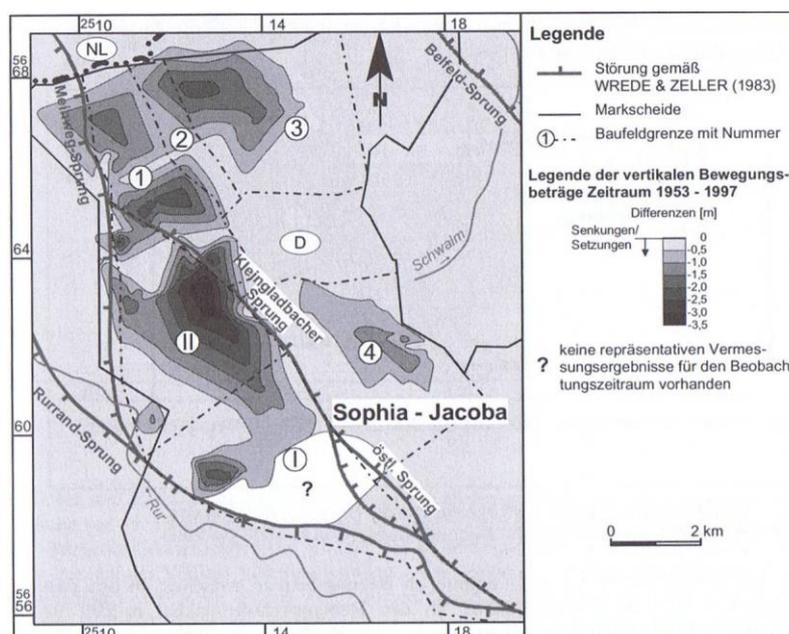


Abb. 7-3: Abbauinduzierte Bodensenkungen in den Baufeldern des Bergwerkes Sophia-Jacoba / Beobachtungszeitraum 1953-1997 (Heitfeld et al. 2004).

Daraus resultiert, dass die vertikalen Ausmaße der Trennfugen des Meinweg- und des Rurrandsprunges wesentlich größer sein müssen, als eine Trennfuge, die abbaubedingt entsteht. Aus diesem Grund muss die Aktivierung und die Entstehung der Schadenlinie eine geogene Ursache, d.h., eine andere Ursache als den früheren Bergbau haben.

Das betroffene Gebiet liegt geologisch im Bereich der Niederrheinischen Bucht. Diese ist den aktiven Erdbebengebieten in Europa zugeordnet. In den letzten Jahrzehnten fanden im Bereich der Niederrheinischen Bucht die nachfolgenden Erdbeben statt:

- Erdbeben bei Euskirchen, im Jahre 1951 mit einer lokalen Magnitude von $M_L = 5,8$,
- Erdbeben von Roermond, im Jahre 1992, $M_L = 5,9$ und
- Erdbeben bei Alsdorf, im Jahre 2002, $M_L = 4,9$.

Das stärkste Erdbeben im Bereich der Niederrheinischen Bucht fand im Jahre 1756 mit Epizentrum bei Düren statt.

Die geschätzte Magnitude lag bei $M_L = 6,4$. Dieses Erdbeben, spürbar in ganz Europa, war somit deutlich stärker, als das Erdbeben von Roermond von 1992.

Das Erdbeben von Roermond erschütterte am 13. April 1992 mit einer Stärke von $M_L = 5,9$ Teile der Niederlande und Deutschland. Nach Wikipedia (Erdbeben von Roermond 1992) lag das Epizentrum 4 km südwestlich von Roermond in einer Tiefe von 18 km und dauerte 15 Sekunden. In Nordrhein-Westfalen kam es zu erheblichen Sachschäden an Gebäuden. Entlang der Maas und der Rur entstanden lange Spalten und Erdrutsche und an einigen Stellen traten Sandfontänen aus. Die stärksten Schäden in Deutschland entstanden in der Umgebung der Stadt Heinsberg, die in direkter Nachbarschaft zur Ortschaft Wassenberg liegt.

Die Ursache dieses Erdbebens ist eine noch immer andauernde Dehnung der Erdkruste im Bereich der Niederrheinischen Bucht. Diese Dehnung hat zur Folge, dass die Erdkruste, entlang von Nordwest nach Südost verlaufenden Verwerfungen, in einzelne Bruchschollen zerbrochen ist. Die Bewegungen fanden vor allem an großen Störungssystemen statt, wobei die größte die Feldbiss-Verwerfung, der Rurand-Peelrand-Sprung, der Erft-Sprung und der Viersener Sprung sind. Das Erdbeben von Roermond ging auf eine Bewegung des Peelrand-Sprunges zurück, der nordöstlichen Begrenzung des Rurgrabens, an dem die Südwestscholle um etwa einen halben Meter absank.

Daraus resultiert, dass die Ränder der einzelnen Bruchschollen, bei andauernder Dehnung der Erdkruste in der Niederrheinischen Bucht, sehr tiefe „Trennfugen“

zwischen den benachbarten Schollen in der Erdkruste bilden und eine Voraussetzung für die Entstehung unstetiger vertikaler und horizontaler Bodenbewegungen darstellen.

Dies ist auch am Beispiel der Rurrandstörung im Rheinischen Braunkohlenrevier bei sumpfbedingten Senkungen der Fall (Schaefer und Spata 2007, Hovekamp et al. 2016). Aufgrund der Geologie der Niederrheinischen Bucht und der Erdbebenaktivitäten ist der Rurrand-Sprung als eine Erdstufe an vielen Stellen in der Topografie deutlich erkennbar.

Auf Grund der oben beschriebenen Realitäten (ev. Tatsachen) ist der Gutachter überzeugt, dass erst die Existenz einer sehr tiefen Trennfuge geogenen Ursprungs in der Erdkruste die Voraussetzung für die Entstehung einer Schadenslinie an der Tagesoberfläche infolge des Grubenwasseranstiegs darstellt. Die beiden Sprünge sind aus diesem Grund bewegungsmäßig sehr labil. Der Grubenwasseranstieg könnte zum Spannungsabbau in Bereichen der Störungszonen beider Sprünge führen und somit die Ursache für die dort entstandenen unstetigen Bodenbewegungen sein.

Der Casus Wassenberger Horst ist somit eindeutig erklärbar durch seine Lage in einem bis heute durch die Jahrhunderte aktiven Erdbebengebiet der Niederrheinischen Bucht.

Heitfeld et al. (2014) haben die Untersuchungen zur Möglichkeit der unstetigen Bodenbewegungen infolge des Grubenwasseranstiegs im Bereich des Bergwerkes Königsborn publiziert.

Diese erfolgten auf der Basis der von der RAG AG durchgeführten detaillierten messtechnischen Untersuchungen im direkten Bereich der Ausbisslinie des Fliericher Sprunges.

Die dargestellte Hebungsverteilung entlang der Messlinie 1-1' (Abb. 7-4) führt nach Heitfeld zur Aussage, dass der Fliericher Sprung als abbaubegrenzendes tektonisches Element die Ausdehnung der Hebungerscheinung nach Osten stark begrenzt.

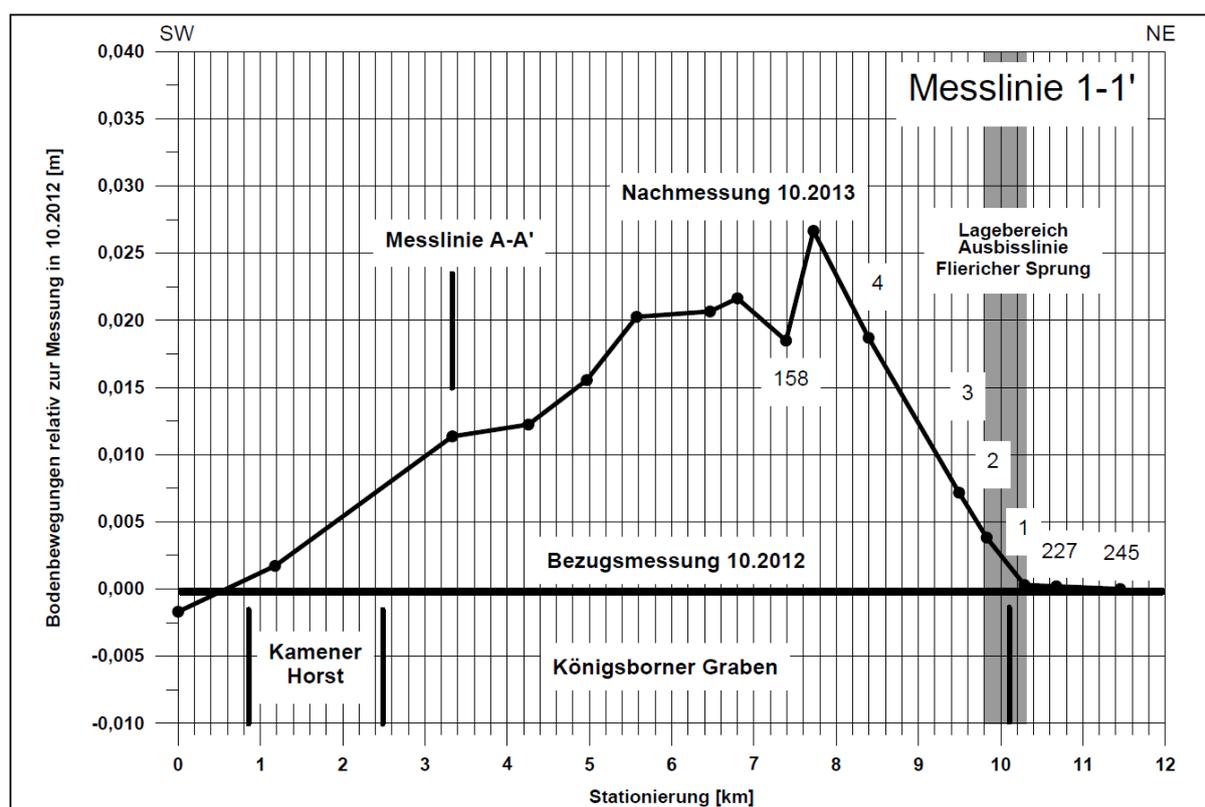


Abb. 7-4: Bergwerk Königsborn - Bodenbewegungen entlang der Messlinie 1-1'.

Dies ist ein typisches Anzeichen einer „aktiven“ tektonischen Störung, was nach den vorliegenden Erfahrungen zu un stetigen Bodenreaktionen im Bereich der Ausbisslinie führen müsste.

Es ist jedoch zu erwähnen, dass die in der Abb. 7-5 dargestellte detaillierte Hebungverteilung im Bereich der Ausbisslinie des Fliericher Sprunges, nur den Zeitraum eines Jahres (10.2012 – 10.2013) erfasst.

Die in der Abb. 7-5 dargestellten Schwankungen sind u.a. auf Messgenauigkeit zurück zu führen; die Ausbildung einer potenziell schadensrelevanten Unstetigkeit ist nicht zu erkennen.

Nach Auskunft der RAG AG sind bis heute (07.2017) keine bergschadensrelevanten Bodenbewegungen in diesem Bereich aufgetreten.

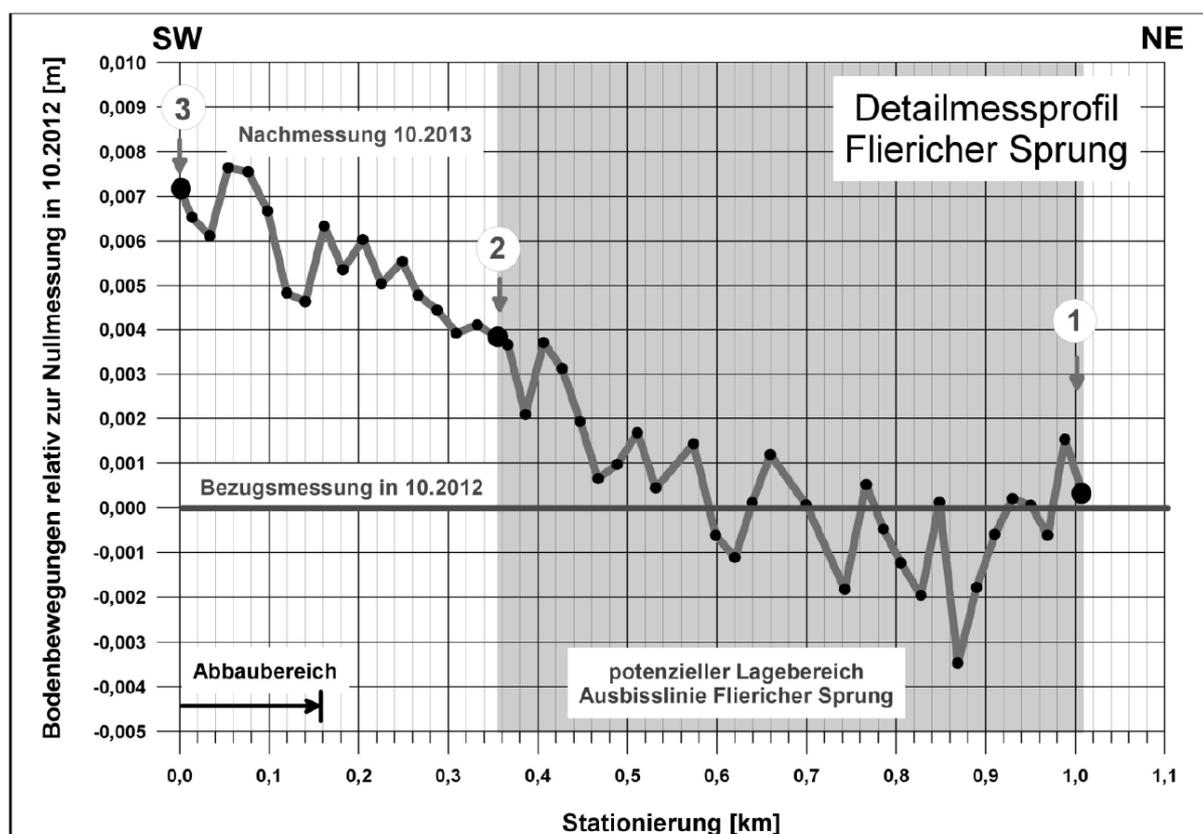


Abb. 7-5: Entwicklung der Bodenbewegungen am Fliericher Sprung im Zeitraum 10.2012 bis 10.2013.

Schäfer (2016) beschreibt die Verteilung der Bodenbewegungen an der Tagesoberfläche infolge des Grubenwasseranstiegs im Raum Warndt / Saarland.

Die Wasserhaltung wurde im diesem Raum im Jahre 2006 beendet. Seit dieser Zeit ist der Wasserspiegel ca. 900m im Karbon angestiegen und in vielen Bereichen unmittelbar unter der Permüberdeckung angekommen.

Die bis 2014 beobachteten Hebungen haben die 20 cm – Grenze nicht überschritten. Die maximalen Hebungsgeschwindigkeiten in den verschiedenen Abbaufeldern lagen zwischen 0,03 bis 0,13 mm/Tag.

Die wichtigsten Erkenntnisse sind nach Schäfer folgende:

- ein homogen verlaufender Grubenwasseranstieg leistet einen wesentlichen Beitrag zu homogenen und gleichmäßigen Bodenbewegungen (hier: Hebungen),

- bei Hebungsgeschwindigkeiten werden in Abbaubereichen mit Restsenkungspotentialen (junge Abbaufelder) größere Beträge erreicht als im konsolidierten Gebirge (alte Abbaufelder), und
- die Hebungen reichen wesentlich weiter als die abbaubedingten Senkungen.

Bei gemessener maximaler Hebung von 18 cm wurden über der Senkung E-linie (10cm) Hebungen von 2 – 3 cm gemessen.

Bewegungsanomalien an der abbaubegrenzenden Tektonik konnten in den gemessenen Profillinien nicht festgestellt werden.

Eine eindeutige Zuordnung Tektonik- Bewegungsanomalie ist nach Schäfer (2016), auf der Basis der vorhandenen Daten, nicht möglich.

Heitfeld et al. (2017) haben die Ergebnisse der Bodenbewegungsmessungen infolge des Grubenwasseranstiegs im Südlimburger Steinkohlenrevier/Niederlande vorgestellt.

Infolge des Grubenwasseranstiegs zwischen 1974 und 2014 wurden maximale Hebungen um 0,30 bis 0,35m ermittelt. Nach Heitfeld sind für den weiteren Grubenwasseranstieg im Deckgebirge noch Hebungen mit einer Größenordnung von maximal 0,15m zu erwarten. Damit würden die Hebungen im Südlimburger Revier einen Betrag von 0,5m erreichen. Dieser Betrag entspricht etwa 4 bis 5% der infolge der Steinkohlengewinnung aufgetretenen maximalen Senkungen. Mögliche Gefahren für die Objekte der Tagesoberfläche sind in Anbetracht der zu erwartenden maximalen Hebungen und deren horizontalen Reichweite, bei kontinuierlich gleichmäßiger Hebungverteilung, nicht zu erwarten. Die möglichen Gefahren sind nur bei lokal stark erhöhten Bodenbewegungsgradienten (hier: Schiefelage, Krümmungsradius und die relative horizontale Lageränderung) denkbar.

Diese können infolge der unstetigen Bodenbewegungen nur im Bereich der Ausgehenden von tektonischen Störungen auftreten.

Nach Heitfeld et al. (2017) zeigt die Hebungverteilung im Südlimburger Revier, dass signifikant erhöhte Bodenbewegungsgradienten an den von der tektonischen Hauptstörungen (Heerlerheider Sprung und Feldbiß Sprung) gebildeten Abbaugrenzen auftreten. Am Beispiel wurde die Entwicklung von Bodenhebungen am Heerlerheider Sprung präsentiert (Abb. 7-6).

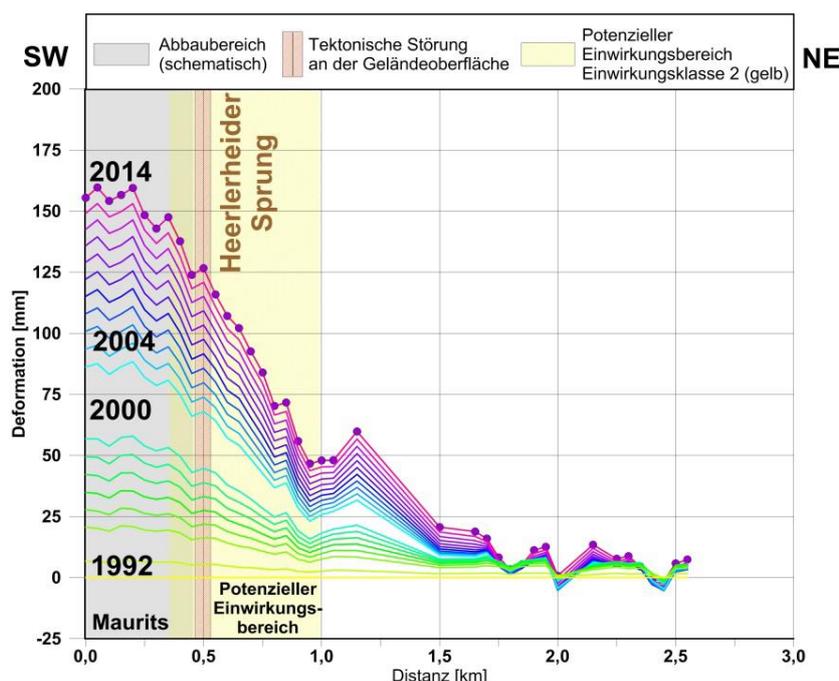


Abb. 7-6: Entwicklung der Bodenhebungen im Bereich des Abbaurandes der Grube Maurits am Heerlerheider Sprung in Geleen - Periode 1992 bis 2014 (Interpolation von InSAR-Daten).

Diese Abbildung entstand anhand einer Auswertung von InSAR-Daten für den Zeitraum 1992-2014. Heitfeld et al. (2017) schreiben u.a.:

Hier haben sich die Bodenbewegungen über die den Abbau der Grube Maurits begrenzende tektonische Störungszone Heerlerheider Sprung hinweg weitgehend kontinuierlich entwickelt, ohne einen signifikanten Unstetigkeitsbereich auszubilden. Schäden infolge ungleichmäßiger Bodenbewegungen wurden hier bisher nicht festgestellt. Bei der Interpretation der in Abb. 7-6 dargestellten Bodenbewegungsprofile ist allerdings zu berücksichtigen, dass es sich nicht um tatsächlich im Profilverlauf gelegene Messpunkte handelt, sondern um rechnerisch anhand von auch außerhalb des Profils gelegenen Messpunkten interpolierte Datensätze. Dadurch ist nicht auszuschließen, dass sich lokal möglicherweise doch kleinere unstetige Zonen ausgebildet haben. (Zitatende).

Die vom Gutachter anhand der in der Abb. 7-6 dargestellten Hebungsverteilungen ermittelten maximalen Werte der Hebungsgradienten betragen:

- max. Schiefelage: $T_{\max} \leq 0,1 \text{ mm/m}$,
- min. Krümmungsradius: $R_{\min} \geq 600\text{km}$.

In Anbetracht der in der Tabelle 6-3 präsentierten Grenzwerte für die Empfindlichkeit der Bauobjekte gegenüber bergbaubedingten Einwirkungen ist festzustellen, dass diese Werte keine Bergschadensrelevanz besitzen.

8. Fazit

Aufgrund der durchgeführten Analysen und Untersuchungen ist festzustellen, dass, die infolge des geplanten Grubenwasseranstiegs im Ostfeld des Bergwerkes Ibbenbüren zu erwartenden stetigen Bodenbewegungen mit einer an Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit, keine Bergschadenrelevanz für die Objekte der Tagesoberfläche haben.

Die vorausgerechneten maximalen Werte der bergschadenrelevanten Bodenbewegungselemente bei dem geplanten Grubenwasseranstieg im Ostfeld bis zum Niveau +65 m NN sind wie folgt:

max. Hebung: $T_{\max} = 384 \text{ mm}$

max. Schiefelage: $T_{\max} = 0,13 \text{ mm/m}$

max. Pressung: $\varepsilon_{\max}^- = -0,07 \text{ mm/m}$

max. Zerrung: $\varepsilon_{\max}^+ = 0,17 \text{ mm/m}$

Unstetige Bodenbewegungen im Bereich der ausgehenden tektonischen Störungen sind in Anbetracht dieser Werte und der bis heute vorliegenden Erkenntnisse, nicht zu erwarten.

9. Literaturverzeichnis

Baglikow, V. (2003): Bergschäden nach Beendigung der Grubenwasserhaltung im tiefen Bergbau. Markscheidewesen 110 (2003), Nr. 2, S. 45 – 49.

Baglikow, V. (2006): Schadensentwicklung im Erkelenzer Steinkohlenrevier nach Beendigung der Grubenwasserhaltung. 8. Aachener Altlasten- und Bergschadenkundliches Kolloquium Wasseranstieg im Steinkohlenbergbau, Heft 8 der Schriftenreihe der GDMB Gesellschaft für Bergbau, Metallurgie, Rohstoff und Umwelttechnik.

Baglikow, V. (2010): Schadensrelevante Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs im Erkelenzer Steinkohlenrevier. Schriftenreihe Institut für Markscheidewesen, Bergschadenkunde und Geophysik im Bergbau an der Rheinisch- Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. Herausgeber: Univ.-Prof. Dr. – Ing. A. Preusse, Heft 1-2000, Dissertationsschrift.

Białek J. und Drzęźła B. (1993): Przegląd aktualnego stanu oprogramowania problematyki prognozowania poeksploatacyjnych deformacji górotworu. Konferencja naukowo - techniczna: II Dni Miernictwa Górniczego i Ochrony Terenów Górniczych. 19-21.05.1993. Ustroń-Jaszowiec. S. 69 – 82.

Blachowski, J., Cacoń, S. und Milczarek, W. (2009): Analysis of post-mining ground deformations caused by underground coal extractions in complicated geological conditions. Acta Geodyn. Geomater., Vol. 6, No. 3 (155), S. 351 – 357.

Budryk W. (1953): Wyznaczenie wielkości poziomych odkształceń terenu. Archiwum Górnictwa i Hutnictwa, t.1., z.1, PWN, Warszawa.

Budryk, W.; Knothe, S. (1956): The principles of classification of Upper Silesia Industrial District lands with regard to possibility of using them for construction development. Bulletin No. 4. Warszawa; Polish Academy of Sciences, Committee of Rock-Mass Mechanics.

Czubik, E. (1971): Über die zeitliche Entwicklung des Senkungsablaufes an der Tagesoberfläche beim Abbau von Steinkohlenflözen. Berg- und Hüttenmännische Monatshefte 116 (1971), H. 4, S. 293 – 301.

Drebenstedt, C., Ortuta, J. und Sroka, A. (2007): Analyse vertikaler Bodenbewegungen infolge des Grubenwasserwiederanstiegs im Lockergestein. 8. Geokinematischer Tag, Freiberg 2007, Tagungsband S. 54 – 68.

Drzęźła B. (1978): Rozwiązanie pewnego przestrzennego zadania liniowej teorii sprężystości w zastosowaniu do prognozowania deformacji górotworu pod wpływem eksploatacji górniczej wraz z oprogramowaniem. Zeszyty naukowe nr 588, Politechnika Śląska, PL ISSN 0372-9508, Gliwice.

Dzegliuk, B., Sroka A. und Niedojadło Z. (2003): Podstawy wymiarowania i eksploatacji szybowych filarów ochronnych. Wydawnictwo IGSMiE PAN Szkoła Eksploatacji Podziemnej 2003, Kraków.

Eikemeier, U.K. (2002): Die Genese der Unstetigkeit auf der Ibbenbürener Straße, Gemeinde Mettingen. TU Clausthal, Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, Studienarbeit (unveröffentlicht).

Fabre, D. und Gustkiewicz, J. (1997): Poroelastic properties of limestones and sandstones under hydrostatic conditions. Int. Rock. Mech. Sci. 34, S. 127 – 134.

Fenk, J. (2000): Eine analytische Lösung zur Berechnung von Hebungen der Tagesoberfläche bei Flutung unterirdischer Bergwerksanlagen. Das Markscheidewesen 107 (2000), Heft 2, S. 420 – 422.

Fenk, J. und Tzscharschuch, D. (2007): Zur Berechnung flutungsbedingter Hebungen der Tagesoberfläche. Markscheidewesen 114 (2007), Nr. 2, S. 60 – 64.

Fenk, J. (2011): Zur Prognose flutungsbedingter Bergschäden. Markscheidewesen 118 (2011), Nr. 2, S. 8 – 9.

Fläschenräger, H. (1956/1): Die Bodenbewegungsvorgänge im linksniederrheinischen Gebiet. Der Deutsche Steinkohlenbergbau, Technisches Sammelwerk, Band 2, Vermessungs- und Risswesen, Bergschäden, Verlag Glückauf GmbH, Essen, 1956, S. 393 – 409.

Fläschenräger, H. (1956/2): Anteilmäßige Verrechnung gemeinsamer Bergschäden. Der Deutsche Steinkohlenbergbau, Technisches Sammelwerk, Band 2, Vermessungs- und Risswesen, Bergschäden, Verlag Glückauf GmbH, Essen, 1956, S. 612 – 625.

Fläschenräger H. (1957): Considerations on ground movement phenomena based on observations made in the left bank lower Rhine region. Proceedings of the European Congress on Ground Movement, University of Leeds, April 9th to 12th, 1957, S. 58 – 73.

Förster W. (1996): Mechanische Eigenschaften der Lockergesteine. Teubner Studienbücher, Bauwesen, Verlag B. G. Teubner Stuttgart, Leipzig.

Freese, H. (2015): Differentielle Hebungen: Umsetzung neuester Forschungsergebnisse in die Praxis. 16. Geokinematischer Tag, Freiberg 2015, Tagungsband, S. 107 – 120.

Geertsma, J. (1973): A basic theory of subsidence due to reservoir compaction: the homogeneous case. The analysis of surface subsidence resulting from gas production in the Groningen area. The Netherlands. Editor Nederlandse Aardolie Maatschappij B. V., Deel 28, 1973, S. 43 – 61.

Geertsma, J. und van Opstal, G. (1973): A numerical technique for predicting subsidence above compacting reservoirs based on the nucleus of strain concept. The Netherlands. Editor Nederlandse Aardolie Maatschappij B. V., Deel 28, 1973, S. 63 – 78.

Głowacki, T. und Milczarek, W. (2013): Powierzchniowe deformacje wtórne dawnych terenów górniczych. (Surface deformation of the secondary former mining areas); Mining Science, Prace Naukowe Instytutu Górnictwa Politechniki Wrocławskiej, S. 39 – 55. (www.gornictwoigeologia.pwr.wroc.pl).

Goerke-Mallet., P. (2000): Untersuchungen zu raumbedeutsamen Entwicklungen im Steinkohlenrevier Ibbenbüren unter besonderer Berücksichtigung der Wechselwirkungen von Bergbau und Hydrogeologie. Dissertationsschrift RWTH Aachen, Verlag Mainz.

Graovski, A., Sroka, A. und Wedekind, C. (2013): Untersuchungen zu Auswirkungen an der Tagesoberfläche nach Einleitung der Flutung am Beispiel des Sanierungsstandortes Königstein der Wismut GmbH. 14. Geokinematischer Tag, Freiberg 2013, Tagungsband S. 60 – 74.

Grün E. (1995): Analyse und Prognose von Unstetigkeiten als Folge bergbaubedingter Bodenbewegungen im linksrheinischen Steinkohlengebiet. Dissertationsschrift. RWTH Aachen.

Hegemann, M. (2003): Ein Beitrag zur Vorausberechnung horizontaler Bodenbewegungen im Steinkohlenbergbau. Dissertationsschrift, Schriftenreihe des Institutes für Markscheidewesen und Geodäsie an der Technischen Universität Bergakademie Freiberg, VGE – Verlag Glückauf GmbH, Essen.

Heitfeld, M., Rosner, P., Mühlkamp, M. und Sahl, H. (2004): Bergschäden im Erkelenzer Steinkohlenrevier. 4. Altbergbaukolloquium, Montanuniversität Leoben 2004, Tagungsband S. 281 – 295.

Heitfeld, M., Rosner, P. und Mohrdieck, P. (2014): 6. Bericht über die Auswertung der Ergebnisse des Mess- und Überwachungsprogramms in Hinblick auf den Grubenwasseranstieg im Erkelenzer Steinkohlenrevier. Beobachtungszeitraum 01.01.2012 bis 31.12.2013. Bericht im Auftrag der EBV GmbH, Aachen, den 15. August 2014, (unveröffentlicht).

Heitfeld, M., Denys, F., de Vent, J., Klünker, J. und Rosner, P. (2015): Bewertung der Risiken durch Spätfolgen des Steinkohlenbergbaus in Südlimburg/Niederlande. 15. Altbergbaukolloquium, Montanuniversität Leoben 2015, Tagungsband S. 130 – 146.

Heitfeld, M., Rosner, P. und Mühlenkamp, M. (2016): Gutachten zu den Bodenbewegungen im Rahmen des stufenweisen Grubenwasseranstiegs in den Wasserprovinzen Reden und Duhamel. Bewertung des Einwirkungspotentials und Monitoring Konzept-Anstieg bis – 320 m NHN. Gutachten im Auftrag der RAG Aktiengesellschaft, Herne, Aachen, dem 19. Februar 2016 (unveröffentlicht).

Heitfeld, M., Denys, F., Schouwstra, M., Klünker, J., Rosner, P. und Spaans, J. (2017): Spätfolgen des Steinkohlenbergbaus in Südlimburg/Niederlande – Bestandsaufnahme und Prognosen. 18. Geokinemischer Tag, S. 146 – 165.

Hovekamp, A., Poths, M., Salamon, M und Lehmann, K. (2016): Sumpfbedingte Bodenbewegungen an geologischen Störungen am Beispiel des Rurrandes im Paläoseismikschurf Jülich-Stallbusch. Markscheidewesen 1/2016, S. 3 – 9.

Juskis - Niederrhein in der Bronzezeit von schweren Erdbeben betroffen <http://juskis-erdbebennews.de/2016/02/dueren-erdbeben-bronzezeit/>

Keinhorst, H. und Kamp, H. (1956): Die Bodenbewegungsvorgänge im rechtsrheinischen Gebiet. Der Deutsche Steinkohlenbergbau, Technisches Sammelwerk, Band 2, Vermessungs- und Risswesen, Bergschäden, Verlag Glückauf GmbH, Essen, 1956, S. 410 – 423.

Knothe, S. (1984): Prognozowanie wpływów eksploatacji górnictwa. Wydawnictwo Śląsk, Katowice.

Knothe, S.; Sroka, A. (2010): Stochastische Bewertung der abbaubedingten Einwirkungen auf Bauobjekte (polnisch). Wiss. Konferenz „Sicherheit und Schutz der Bauobjekte in Bergbaugebieten“, Ustroń, 4.-6. Oktober 2010, Verlag des Hauptinstitutes für Bergbau, Nr. 4/1/2010, Katowice.

Knufinke, P. (1995): Bodensenkungen über stillgelegten Grubenfeldern. Das Markscheidewesen 102 (1995), Nr. 2, S. 171 – 177.

Kowalski, A. (2007): Surface Deformation for Today's Hard Coal Mining in Poland (polnisch). Kwartalnik Górnictwo i Geoinżynieria, AGH Kraków, H. 3/1.

Kratzsch, H. (1983): Mining Subsidence Engineering. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York.

Kwiatek, J.; Gil-Kleczeńska, B.; Mika, W. (1991): Verfahrensdokumentation der GIG-Punkt-Methode zur Beurteilung der Gebäudeempfindlichkeit unter Einwirkung von bergbaubedingten kontinuierlichen Bodenbewegungen. Hauptinstitut für Bergbau, Kattowitz 1991. (Deutsche Übersetzung der DMT-GVC, 1999).

Lein, C. (2015): Ein Beitrag zu möglichen Senkungen in tagesnahen Abbauen bei Grubenwasseranstieg im Saarrevier. TU Bergakademie Freiberg, Diplomarbeit (Betreuer: Prof. Sroka).

Lejczak, W.; Kiczan, W.; Lubas, B.; Stranz, B.; Bojarski, Z. (1969): Die Anwendungsgrundsätze für Ersatzbauten in Bergbaugebieten (polnisch). Verlag Śląsk, Katowice 1969.

Löbel, K.-H., Tamaskovics, N., Eckart, M. und Busch, W. (2015): Vertikale Bodenbewegungen im Zusammenhang mit dem Grubenwasseranstieg im ehemaligen Steinkohlenrevier Oelsnitz/Erzgebirge. 15. Altbergbaukolloquium, Montanuniversität Leoben 2015, Tagungsband S. 114 – 129.

Mühlenbeck, H. (2015): Hebungen nach Einstellung von Wasserhaltungen im Ruhrgebiet. Bergbau 8/2015, S. 346 – 349.

Niemczyk, O. (1949): Bergschadenkunde. Verlag Glückauf, Essen, 1949.

Oberste-Brink, K. (1940): Die Frage der Hebungen bei Bodenbewegungen infolge des Bergbaus. Glückauf 76, S. 249 – 256.

Pielok J. und Sroka A. (1980-1981): Dotychczasowe doświadczenia w zakresie eksploatacji filarów ochronnych szybów kopalnianych. Materiały konferencji nt. "Metody wyznaczania i eksploatacji filarów ochronnych", Komisja Ochrony Terenów Górniczych PAN / Oddział Katowice i Wydział Górniczy Politechniki Śląskiej w Gliwicach, Katowice - Gliwice 1980 - 1981.

Pohl, F. (2002): Beurteilung von Bauwerken hinsichtlich ihrer bautechnischen Empfindlichkeit gegenüber bergbauinduzierten Bodenbewegungen an der Tagesoberfläche des Ruhrreviers. Dissertation, TU Bergakademie Freiberg, 16.11.2001, Schriftenreihe des Institutes für Markscheidewesen und Geodäsie an der Technischen Universität Bergakademie Freiberg, Heft 2002-2.

Popiołek, E. (2009): Ochrona terenów górniczych (Schutz der Tagesoberfläche in Bergbaugebieten). Verlag AGH, Kraków.

Pöttgens, J. J. E. (1985): Bodenhebung durch ansteigendes Grubenwasser. 6. Internationaler Kongress für Markscheidewesen. Harrogate 1985, Tagungsband S. 928 – 938.

Pöttgens, J. J. E. (1998): Bodenhebung und Grundwasseranstieg aus geotechnischer und markscheiderisch-geodätischer Sicht im Aachen-Limburger Kohlenrevier. Freiburger Forschungshefte, Bergbau und Geotechnik A 847, S. 193 – 207.

Preuße, A., Krämer, J. und Sroka, A. (2007): Technische Abschätzung von Folgelasten des Steinkohlenbergbaus. Markscheidewesen 114 (2007) Nr. 3, S. 102 – 109.

Preuße, A. und Sroka, A. (2008): Projekt „Risiken durch Grubenwasseranstieg“, 3. Zwischenbericht. Auftragsgeber DSK AG Herne, November 2008.

Preuße, A. und Sroka, A. (2015): Schlussbericht zum Forschungsvorhaben „Risiken durch Grubenwasseranstieg“, FE-Nr.: 0760 0000, RAG Aktiengesellschaft, Herne (unveröffentlicht).

Quasnitza H. (1988): Eine Strategie zur Kalibrierung markscheiderischer Bewegungsmodelle und zur Prädiktion von Bewegungselementen. Dissertationsschrift, TU Clausthal.

Schäfer, A. (2015): Zur Verteilung der Bodenbewegungen an der Tagesoberfläche nach Grubenwasseranstieg in einer Steinkohlenlagerstätte. Bergbau, Energie und Rohstoffe 2015, Freiberg, Tagungsband S. 158 – 170.

Schäfer, A. (2016): Zur Verteilung der Bodenbewegungen an der Tagesoberfläche nach Grubenwasseranstieg in einer Steinkohlenlagerstätte. Markscheidewesen 1/2016, S. 21 – 28.

Schaefer, W. und Spata, M. (2007): Bodenbewegungen in Tektonikbereichen des Rheinischen Braunkohlereviere. Wissenschaftliche Schriftenreihe in Markscheidewesen, Heft 22, 45. Wissenschaftliche Fachtagung des Deutschen Markscheider-Vereins e.V., 12.-15. September 2007 in Leipzig.

Sroka A. (1973): Związki pomiędzy składowymi stanu odkształcenia na powierzchni. Rudy i Metale Nieżelazne, R: 18, nr 12, Katowice.

Sroka, A. (1978): Zeiträumliche Lösung der Theorie von Knothe. Polnische Akademie der Wissenschaften, Geodäsie Heft 24, Krakau, 1978, in Polnisch.

Sroka, A., Schober, F. und Sroka, T. (1988): Vorausberechnung von Gebirgsbewegungen bei geneigten flözartigen Lagerstätten unter Berücksichtigung anisotroper Gebirgseigenschaften, des Durchbauungsgrades und des zeitlichen Konvergenz- und Verzögerungsverhaltens des Gebirges. DFG – Forschungsvorhaben, Institut für Markscheidewesen TU Clausthal.

Sroka, A. und Wittkopf, M. (1992): Deformationsmessungen und –analysen zur Parameteridentifikation geometrischer Bodenbewegungsmodelle im Markscheidewesen. Proceedings of the 6th International FIG-Symposium on Deformation Measurements, 24-28 February, 1992, Hannover S. 691 – 707.

Sroka, A. (2003): Der Einfluss von Hochleistungsstreben auf das Gebirge und die Tagesoberfläche. Glückauf Forschungshefte, 64(2003) Nr. 3, S. 76 – 84.

Sroka, A. und Fenk, J. (2003): Studie zu Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs auf Bewegungen der Tagesoberfläche in stillgelegten Bergbaubereichen des Saarlandes. F + E-Bericht der TU Bergakademie Freiberg, unveröffentlicht.

Sroka, A. (2005): Ein Beitrag zur Vorausberechnung der durch den Grubenwasseranstieg bedingten Hebungen. 5. Altbergbau-Kolloquium, TU Clausthal 2005, Tagungsband S. 453 – 462.

Sroka, A., Preuße, A. und Holzheim, M. (2006): Auswirkung des Grubenwasseranstiegs auf die Tagesoberfläche – Stand der Forschung. 8. Aachener Altlasten- und Bergschadenkundliches Kolloquium, RWTH Aachen 2006, Tagungsband S. 57 – 68.

Sroka, A. (2006): Contribution to the Prediction of Ground Surface Movements Caused by a Rising Water Level in a Flooded Mine. Proceedings International Mining forum 2006, Taylor & Francis/Balkema, London/ Leiden/ New York/ Philadelphia/ Singapore, S. 57 – 68.

Sroka, A. (2006): Przyczynek do prognostycznego obliczania ruchów pionowych powierzchni terenu spowodowanych wzrostem poziomu wód kopalnianych. Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej 2006, Szczyrk, 20 – 24 lutego 2006, S. 731 – 741.

Sroka, A. (2007): Problems resulting from the change of the extraction technology in the present hard coal mining by the example of discontinuous deformations of linear type. (polnisch: Problemy wynikające ze zmian technologii eksploatacji we współczesnym górnictwie węgla kamiennego na przykładzie deformacji nieciągłych typu linio-

wego). Prace Naukowe GIG, Górnictwo i Środowisko, Nr. V/2007, S. 145 – 157, Katowice.

Sroka, A. und Preuße, A. (2009): Zur Prognose flutungsbedingter Hebungen. 9. Altbergbau-Kolloquium, Leoben 2009, Tagungsband S. 184 – 196.

Tunger, K. (2009): Bodenbewegungen durch Flutung im Steinkohlenrevier Freital/Sachsen. Markscheidewesen 116 (2009), Nr. 1, S. 3 – 10.

Weber, U.; Wildhagen, E.: (1996): Einwirkungen des untertägigen Steinkohlenbergbaus auf die Tagesoberfläche und Möglichkeit der Sicherung und Sanierung von Bauwerken. Bergbau 1996, Heft 8-11.

Wikipedia - Erdbeben bei Düren 1756, https://de.wikipedia.org/wiki/Erdbeben_bei_Düren_1756.

Wikipedia - Erdbeben von Roermond 1992, https://de.wikipedia.org/wiki/Erdbeben_von_Roermond_1992.

Wings, R. W. M. G., Misere, W. M. H. und Pöttgens, J. J. E. (2004): Bodensenkung – Bodenhebung – Bergschäden? 44. Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Markscheider-Vereins, Bochum 2004, Tagungsband S. 258 – 269.