

Nachhaltiges Rückstandsmanagement am Standort Hattorf (Haldenerweiterung Hattorf) - Phase 3

Band 3.19.1 der Antragsunterlage

Geomechanisches Gutachten zur Bewertung der Standsicherheit der Grubenbaue unter der Halde Hattorf

Vorhabenträger:

K+S Minerals and Agriculture GmbH
Werk Werra, Standort Hattorf
Hattorfer Straße
36269 Philippsthal



Verfasser:

Institut für Gebirgsmechanik GmbH
Friederikenstr. 60
04279 Leipzig

Impressum

Fassung vom 20.02.2014

Ansprechpartner: Dr.-Ing. habil Wolfgang Minkley

Telefon: 0341/33600-0

Fax: 0341/33600-308

Untersuchungsgegenstand:

Aktuelle und Langzeitstandsicherheit der Grubenbaue unter Berücksichtigung der Belastungen aus der bestehenden Halde und der Haldenerweiterung.

Ergebnisse im Überblick:

- **Aktuelle Standsicherheit der Grubenbaue unter Zusatzlast der Halde ist durch aktuelle Messergebnisse belegt** (geotechnische Messungen, Senkungsmessungen ü. T., Konvergenzmessungen u. T., Spannungssondierungen, Erfassung seismischer Aktivitäten und visuelle Kontrollen).
- **Akute Stabilitätsgefährdung der Grubenbaue ist praktisch auszuschließen.**
- Hohlraumverschluss unter Tage erfolgt durch langsam ablaufende Konvergenz, **das Eintreten von größeren Versagens- oder Bruchvorgängen während des Hohlraumverschlusses wird sicher ausgeschlossen.**
- **Die Zusatzbelastung durch die Halde und die Haldenerweiterung gefährden weder die langzeitliche dynamische Systemstabilität noch die dauerhafte Funktionsweise der hydrogeologischen Schutzschichten.**
- Im Vorfeld der Haldenerweiterung besteht **keine Erfordernis zur Durchführung ergänzender Sicherungsmaßnahmen unter Tage**

**Geomechanisches Gutachten zur Bewertung
der Standsicherheit der Grubenbaue unter
der Halde Hattorf**



**Institut
für
Gebirgsmechanik
GmbH**



**Geomechanisches Gutachten zur Bewertung
der Standsicherheit der Grubenbaue
unter der Halde Hattorf**

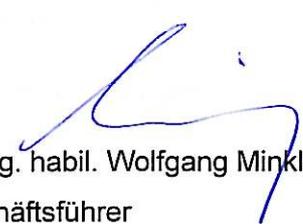
Auftraggeber: K+S KALI GmbH, Werk Werra

Auftrag-Nr. (AG): 6700767533/0009/62A

Auftrag-Nr. (AN): IfG 54/2012

Bearbeiter: Dipl.-Ing. Jan Mühlbauer
Dr. rer. nat. Klaus Salzer
Dipl.-Ing. Dorothea Weise

Leipzig, den 20.02.2014


Dr.-Ing. habil. Wolfgang Minkley
Geschäftsführer

Inhaltsverzeichnis

1	Aufgabenstellung und Lösungsweg	3
2	Lage und geplante Haldenerweiterung	4
3	Geologische Situation	5
4	Bergmännische Situation und Dimensionierungszustand	7
4.1	Abbausituation im Haldenbereich	7
4.2	Dimensionierungsverfahren	8
4.3	Lasteintrag durch die Halde	8
4.4	Charakteristische Dimensionierungsparameter	10
4.4.1	1. Sohle	10
4.4.2	Steinsalzrevier	11
4.4.3	2. Sohle / UTV Hattorf – Revier 38 (Revier 8 alt)	12
4.4.4	2. Sohle / UTV Hattorf – Revier 0	13
4.5	Geotechnische Messungen und visuelle Bewertung	15
4.5.1	Konvergenzmessungen	15
4.5.2	Senkungsmessungen übertage	18
4.5.3	Spannungssondierungen	19
4.5.4	Seismik	20
4.5.5	Visuelle Befunde	21
4.6	Zusammenfassende Bewertung der bisherigen Befunde	22
5	Gebirgsmechanische Modellierung	24
5.1	Modellbildung, Stoffmodelle und Materialparametrisierung	24
5.2	Statische Berechnungen	35
5.3	Dynamische Berechnungen	47
6	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	61
	Verzeichnis verwendeter Formelzeichen	65
	Literaturverzeichnis	67
	Anlagenverzeichnis	69

1 Aufgabenstellung und Lösungsweg

Die K+S KALI GmbH, Werk Werra plant die Erweiterung der Halde Hattorf. Dazu ist die Erarbeitung eines geomechanischen Gutachtens zur Bewertung der Standsicherheit der Grubenbaue unter der Halde Hattorf einschließlich ihrer geplanten Erweiterung erforderlich.

Bei einer Beratung am 27. Juni 2012 auf der Schachanlage Hera in Philippsthal (K+S, 2012) wurden die dafür notwendigen Bearbeitungsinhalte, deren Zielstellung zuvor in einer Spezifikation näher beschrieben worden war, diskutiert und festgelegt, dass das Institut für Gebirgsmechanik GmbH, Leipzig (IfG) diesbezüglich ein Angebot (06.07.2012) erarbeitet. Das entsprechende geomechanische Gutachten wurde mit Schreiben vom 20.08.2012 beauftragt.

In dem geomechanischen Gutachten soll die Dauerstandsicherheit der untertägigen Grubenbaue unter Berücksichtigung der Belastungen aus der bestehenden Halde sowie ihrer geplanten Erweiterung untersucht werden. Bei dieser Betrachtung sind alle Abbaue auf der 1. und 2. Sohle sowie im Steinsalzrevier der Grube Hattorf innerhalb des Lasteinwirkungsbereiches des Haldenkörpers und seiner Erweiterungsfläche einzubeziehen und zu bewerten. Ziel der Untersuchung ist dabei der Nachweis, dass selbstständig anlaufende dynamische Ereignisse, die die Systemstabilität in den betreffenden Baufeldarealen gefährden können, auszuschließen sind bzw. durch welche Maßnahmen dies erreicht werden kann.

Weiterhin sind der sich langfristig harmonisch vollziehende Hohlraumverschluss sowie die dabei dauerhaft gewährleistete Integrität und Dichtfunktion der salinaren Hangend- und Liegendenschutzschicht nachzuweisen.

Die Begutachtung beinhaltet neben einer Aufarbeitung und Bewertung aller bisherigen Beobachtungen und Untersuchungen zur Standsicherheit der Grubenbaue im Einwirkungsbereich der bestehenden Halde und ihrer geplanten Erweiterung vor allem numerische Untersuchungen mit ebenen gebirgsmechanischen Strukturmodellen zum Nachweis der statischen und dynamischen Systemstabilität sowie der Schutzschichtintegrität für die hangende und liegende Barriere. Dazu wurden in Abstimmung mit dem Auftraggeber zwei repräsentative Schnittspuren durch das lokale Grubengebiet festgelegt, durch welche jeweils die örtlich vorliegenden Gebirgsverhältnisse von der Tagesoberfläche bis ins Liegende der Werra-Folge erfasst werden. Mit den darauf basierend erstellten ebenen gebirgsmechanischen Strukturmodellen wurde anschließend die Abbaugeschichte auf den beiden Bausohlen und dem Steinsalzrevier auf generalisierte Weise nachgebildet. Zur Modellkalibrierung konnten dabei die Ergebnisse der

im Rahmen der Überwachung durchgeführten Senkungs- und Konvergenzmessungen herangezogen werden.

Zur Beschreibung des zeitabhängigen Entfestigungsverhaltens der anstehenden Salzgesteine wurde ein visko-elasto-plastischer Stoffansatz genutzt, welcher sich bei einer Vielzahl von Untersuchungen im Kalibergbau mit vergleichbarer Aufgabenstellung bewährt hat (MINKLEY, 2004). Damit ist es möglich, das Tragverhalten der Pfeiler unter Berücksichtigung der elastischen, viskosen und plastischen Reaktionsanteile mit Entfestigung für verschiedene Zeitstände, welche die zukünftige Entwicklung prognostizieren, nachzuvollziehen und zu bewerten. Dabei lässt sich mittels Simulation typischer Anregungsprozesse analysieren, inwieweit sich der Stabilitätszustand bzw. das dynamische Reaktivitätspotential im Zeitverlauf verändert bzw. unter Umständen eine Gefährdung durch den möglichen Übergang lokaler Instabilität in Systeminstabilität entsteht (infolge Herabsetzung der dynamischen Anregungsschwelle im Zeitverlauf) oder ob durch die Dominanz der viskosen Verformungsreaktionen die Dauerstandsicherheit des Pfeilerverbandes auf der 1., aber vor allem auf der 2. Sohle zu jedem Zeitpunkt in der zukünftigen Entwicklung sicher gewährleistet bleibt.

Die Funktionsfähigkeit des Oberen und Unteren Werra-Steinsalz als hydrogeologische Barrieren bzw. Schutzschichten wurde sowohl auf der Basis der prognostizierten Dilatanzentwicklung als auch unter Berücksichtigung der sich im Langzeitprozess einstellenden Spannungszustände, d. h. anhand des Minimalspannungskriteriums, bewertet.

Eine zusammenfassende Beurteilung aller vorliegenden Ergebnisse und Befunde schließt das Gutachten ab.

2 Lage und geplante Haldenerweiterung

Die bestehende Halde erstreckt sich z. Zt. mit einer Länge von ca. 2 km und einer Breite bis zu ~ 0,5 km südwestlich des Schachtes Hattorf über dem nordöstlichen Teil der Grube Hattorf (Anlage 3-1).

Die zukünftige Gesamthalde Hattorf (derzeit überschüttete und geplante Erweiterungsfläche) liegt zum größten Teil im Land Hessen. Ein kleiner Randstreifen überdeckt das Gebiet des Freistaates Thüringen.

In Vorbereitung der Haldenerweiterung Hattorf sind die Auswirkungen des gesamten Haldenkomplexes auf die untertägigen Grubenbaue zu bewerten. Der Haldenkomplex setzt sich aus

den bereits bestehenden Halden sowie der vorgesehenen Haldenerweiterung zusammen. Der Böschungswinkel beträgt durchschnittlich 35° , maximal 38° . Die vorhandenen Halden weisen Höhen bis zu 200 m auf. Die Haldenerweiterung ist in westliche Richtung um bis zu 1 km mit Höhen bis 180 m vorgesehen (Anlage 2-1).

Im Einflussbereich der Haldenauflast befinden sich Grubenbaue der 1. Sohle, der 2. Sohle und des Steinsalzreviers, deren jeweilige Standsicherheit unter Berücksichtigung der Haldenauflastwirkung zu bewerten ist. Ein Großteil des betreffenden Areals auf der 2. Sohle umfasst die Untertageverwertung (UTV) Hattorf Revier 38, die eingerichtet wurde, um die Dauerstand-sicherheit des dort aufgefahrenen room-and-pillar-Systems sicherzustellen. Darüber hinaus liegt am nordwestlichen Rand des Einflussbereiches der geplanten Haldenerweiterung auf der 2. Sohle die UTV Hattorf Revier 0, in deren Grubenbaue ebenfalls Versatzstoffe mit dem Ziel eingebracht werden, das dort vorliegende Tragsystem mit relativ schlanken Quadratpfeilern in einen dauerhaft stabilen Zustand zu überführen.

3 Geologische Situation

Im Bereich des Betrachtungsgebiets lässt sich bezüglich des Deckgebirgsaufbaus oberhalb der Zechsteinschichten folgende typische Sequenz angeben: 6 m Quartär, bis 5 m Tertiär, ca. 210 m Mittlerer und ca. 320 m Unterer Buntsandstein. NW-SE-Störungen mit relativ geringen Versetzungsbeträgen um 10 m durchsetzen die Aufstandsfläche der Halde (K+S, 2000).

Durch den Abbau der Kalilager wurden im Bereich der Halde zwei Basaltgänge bekannt, die nach Norden im Bereich der Halde auslaufen. Wie weit sie ins Deckgebirge reichen, ist nicht bekannt.

Der örtliche Aufbau des Gebirgskörpers bis zur Tagesoberfläche einschließlich der aufsitzenden Haldenstruktur wird durch zwei charakteristische Schnitte (Schnitt A-A' – Anlage 3-2 und Schnitt B-B' – Anlage 3-3) veranschaulicht, deren Lage bezüglich der Übertagehalden sowie der Grubenbaue auf der 2. Sohle in Anlage 3-1 dargestellt ist.

In dem zu bewertenden Bereich besteht das Kaliflöz Hessen überwiegend aus Hartsalz und untergeordnet aus einem Hartsalz mit Carnallitauflage. Über dem Tonlöser befinden sich die vorrangig carnallitisch ausgebildeten Begleitflöze. Die Carnallit-Gehalte liegen summarisch, also unter Einbeziehung der eingeschalteten Steinsalzbänke, im Lagerhorizont bei einem C_{40} und in den Begleitflözen bei einem C_{70} (Anlage 3-4).

Die Teufe der Abbaue variiert zwischen 620...870 m. Die Aufbruchhöhe liegt dabei im Durchschnitt bei 2,5 m und erreicht nur in seltenen Fällen größere Werte bis zu maximal 6 m (Anlage 4.4-1b).

Die Mächtigkeit des Mittleren Werra-Steinsalz liegt zwischen 45 und 60 m. Hier wurde von 1974 bis 2011 im Bereich des Stresemann-Horizontes Steinsalz zur Auftausalzproduktion über Höhen zwischen 3,6 und 7,7 m gewonnen. Gemäß Anlage 4.4-2b lag die mittlere Höhe der Aufbruchtätigkeit dabei bei ca. 6 m.

Die Auffahrungen erfolgten in einer Teufe von 670 bis 870 m im room-and-pillar-Verfahren.

Das Kaliflöz Thüringen liegt im Einwirkungsbereich der Halde und ihrer Erweiterung in unterschiedlicher fazieller Ausbildung vor. Anschließend an Vertaubungen im SE- und NW-Teil ist Hartsalz oder Sylvinit über Hartsalz vorhanden, im mittleren Teil überwiegend Carnallit über Hartsalz. In den Bereichen mit Carnallit liegt die Flözmächtigkeit im Mittel etwas über 4 m, der Carnallit-Anteil schwankt dabei zwischen 0,5 m und 3,5 m, lokal eng begrenzt über wenige Meter Erstreckung auch bis 4 m. Der Hartsalzfuß liegt relativ konstant bei 1,5 bis 2 m. Bei einem Carnallit-Mineralgehalt von 40-50 % innerhalb der carnallitischen Abschnitte ergibt sich auf die Gesamtmächtigkeit des Lagers bezogen nur selten ein Anteil von mehr als 20 % Carnallit (Anlage 3-5).

Die Teufenlage der Abbaue variiert zwischen 670 bis 940 m. Die Bauhöhen liegen im Durchschnitt bei 4,2 m und erreichen nur in sehr seltenen Fällen maximal 8,5 m (Anlage 4.4-3a).

Tabelle 3-1: Geologische Profildaten für das Gebiet im Einflussbereich der Haldenauflast

Schichtbereich/-grenze	Niveau im Schnitt [m NN]	
	A-A' (NW-SE)	B-B' (SW-NE)
Tagesoberfläche	+325 bis +350	+260 bis +350
Unterkante Deckgebirge	-380 bis -350	-350 bis -310
Unterkante Flöz Hessen	-495 bis -480	-490 bis -420
Unterkante Steinsalzrevier	-530 bis -520	
Unterkante Flöz Thüringen	-560 bis -540	-570 bis -485
Unterkante Unteres Werra-Steinsalz	-660 bis -630	-660 bis -580

Die vorliegenden geologischen Profildaten zum Gebirgsaufbau im Nahfeld der Halde Hattorf sind in der Tabelle 3-1 nochmals als Übersicht zusammengefasst, wobei die Erstellung der beiden zur Durchführung der gebirgsmechanischen Untersuchungsrechnungen eingesetzten numerischen Modelle jeweils den konkreten Vorgaben der Schnittprofile A–A' und B–B' folgte.

4 Bergmännische Situation und Dimensionierungszustand

4.1 Abbausituation im Haldenbereich

Die zukünftige Gesamthalde Hattorf (derzeit überschüttetes Areal und geplante Erweiterungsfläche) liegt zum größten Teil im Land Hessen; ein schmaler Randstreifen reicht bis auf das Gebiet des Freistaates Thüringen.

Der Abbau der Kalilager im betreffenden Gebiet erfolgte in Hessen durch den Standort Hattorf und in Thüringen durch den Standort Unterbreizbach des Werkes Werra. Auf beiden Standorten wurde auf der 1. Sohle das Kaliflöz Hessen und auf der 2. Sohle das Kaliflöz Thüringen abgebaut. Zusätzlich wurde auf dem Standort Hattorf, im Wesentlichen nördlich der Haldenstandfläche, auf einer Zwischensohle Steinsalz gewonnen.

Auf beiden Standorten kam als Abbauverfahren auf der 1. Sohle ein Kammerbau mit Langpfeilern und auf der 2. Sohle sowie im Steinsalzrevier des Standortes Hattorf ein Örter-Festen-Bau (room-and-pillar) zur Anwendung.

Der örtliche Abbau auf dem Standort Hattorf erfolgte auf der 1. Sohle von 1931 bis 1953, auf der 2. Sohle von 1963 bis 1975 im Revier 0 und von 1984 bis 1990 im Revier 38. Auf dem Standort Unterbreizbach erfolgte der Abbau auf der 1. Sohle im Betrachtungsgebiet von 1949 bis 1956 und auf der 2. Sohle von 1972 bis 1974. Die gebaute Mächtigkeit schwankt im Flöz Hessen im Wesentlichen zwischen 1,6 und 3,8 m (Anlage 4.4-1b) und im Flöz Thüringen zwischen 2,4 und 8,5 m (Anlage 4.4-3a).

Die Grubenbaue der 1. Sohle sind gegenwärtig nicht mehr befahrbar mit Ausnahme einer Strecke, die unter dem westlichen Rand der bestehenden Halde liegt und in der sich das Hauptförderband für den Standort Hattorf befindet.

Im Zuge der Umstellung von Langkammerpfeilerbau auf quadratische Kurzpfeiler wurde das Revier 0 auf der 2. Sohle südlich des Schachtes Ransbach in der Zeit von 1963 bis 1975 auf-

gefahren (K+S, 3/2007b). Dieses Revier tangiert den Einflussbereich der geplanten Haldenerweiterung und muss deshalb in die Bewertung mit einbezogen werden.

Die von der Haldenlastwirkung betroffenen Grubenbaue auf der 2. Sohle sind nur im Standort Hattorf und dort eingeschränkt befahrbar. Der Gewinnungsbetrieb ist hier abgeschlossen, wobei ein Großteil der Abbauhohlräume gegenwärtig durch die UTV Hattorf Revier 38 (seit 1997) sowie durch die UTV Hattorf Revier 0 (seit 2008) versetzt werden. Anlage 3-1 zeigt den Stand der Verfüllmaßnahmen von 2012 und die räumliche Abgrenzung beider Versatzreviere.

Der Abbau im Steinsalzrevier wurde 2011 beendet, wobei die dort aufgeschlossenen Grubenbaue zum größten Teil noch befahrbar sind.

4.2 Dimensionierungsverfahren

Das grundsätzliche Dimensionierungsverfahren, das in den Gruben des Werra-Kalireviers angewendet wird, geht auf entsprechende Forschungsarbeiten und Veröffentlichungen in der Fachliteratur, insbesondere auf die Untersuchungen von UHLENBECKER (1968a, 1968b) zurück. Bewertungsmaßstab für die Dimensionierung ist danach der Wert der Dimensionierungszahl s , die sich als Quotient aus Pfeilermodellbruchfestigkeit P_V zu spezifischer Pfeilerbelastung σ_{Pf} errechnet, wobei grundsätzlich eine Dimensionierungszahl $s \geq 3$ gefordert wird, um die Dauerstandsicherheit der Pfeiler zu gewährleisten.

Eine detaillierte Darstellung des in der Grube Hattorf/Wintershall gültigen Dimensionierungsverfahrens ist in der Abbauerlaubnis des Regierungspräsidiums Kassel beschrieben (RpK, 2003), auf die an dieser Stelle Bezug genommen werden kann.

4.3 Lasteintrag durch die Halde

Die Halde trägt durch ihre aufgeschüttete Masse eine Belastungswirkung in den Untergrund ein, deren Größe sich mit zunehmender Teufe aufgrund der immer weiter anwachsenden Lastabtragsfläche sukzessiv verringert.

Durch K+S wurde für eine Abschätzung dieses Belastungseintrags ein Verfahren eingesetzt, das auf den nachstehend aufgeführten Annahmen beruht:

- Eine an der Tagesoberfläche an einem Punkt in das Deckgebirge eingeleitete Kraft verteilt sich im Untergrund rotationssymmetrisch.

- Die eingeleitete Kraft F_H verteilt sich entsprechend einer GAUSS'schen Glockenkurve, in Analogie zur Ausbildung aus Konvergenzvorgängen erwachsender Senkungserscheinungen übertage nach SCHOBER & SROKA (1983).

$$\sigma_H(r_B) = \frac{F_H}{R^2} \cdot \exp\left(-\pi \cdot \frac{r^2}{R^2}\right)$$

mit	σ_H	:	Zusatzspannung durch Haldenauflast [MPa]
	r_B	:	radialer Abstand des Betrachtungsorts vom Einleitpunkt
	R	:	Einwirkungsradius entsprechend $R = H \cdot \cot\beta$
mit	H	:	Teufe des betrachteten Abbauhorizontes
	β	:	Einwirkungswinkel der Haldenauflast

- An verschiedenen Punkten der Tagesoberfläche eingeleitete Kräfte überlagern sich im Untergrund unbeeinflusst. Die Einwirkungen auf eine bestimmte Fläche, wie zum Beispiel ein Kaliflöz, überlagern sich additiv.
- Der Massenauftrag durch die Halde wurde unter Annahme einer Haldendichte von 2 t/m^3 in prismatische Körper mit quadratischer Grundfläche aufgeteilt.

Dieses Modell spiegelt aufgrund der vereinfachenden Annahmen die sich tatsächlich im Untergrund einstellenden Kraftverteilungsverhältnisse abstrahiert wider und erhebt keinen Anspruch auf exakte Berechnung des spezifischen Lastfalles. Es bietet aber eine gute Möglichkeit zur Abschätzung der Ausdehnung und Größenordnung der zu erwartenden Zusatzbelastungen im Flöz- bzw. Abbauniveau.

Die Anlagen 4.4-1, 4.4-2 und 4.4-3 zeigen die Grubenbaue der 1. Sohle, des Steinsalzreviers und der 2. Sohle zusammen mit der Aufstandsflächenkontur für die bereits bestehende sowie die erweiterte Haldenform sowie die sich mit dem erläuterten Verfahren zur Abschätzung der Haldenlastwirkung bei einem Einwirkungswinkel der Haldenauflast von 44° berechnete Verteilung der hieraus resultierenden Zusatzbeanspruchungen und der sich damit für die Pfeiler ergebenden Dimensionierungszahlen. Dabei errechnet sich für die 1. Sohle eine maximale Zusatzbelastungswirkung von 2,4 MPa und für die 2. Sohle von 2,2 MPa,

Der Einfluss der Haldenlast im Teuffenniveau der Abbauhorizonte ist vor dem Hintergrund der dort originär wirksamen Gebirgsdrücke um 20 MPa somit von vergleichsweise untergeordneter Bedeutung. Da die Pfeilerdimensionierungszahl s (vgl. Abschnitt 4.2) mit der jeweils wirken-

den Spannungsbelastungsgröße in einem linearem Zusammenhang steht, verringert sie sich innerhalb einer kleinen Baufeldfläche unmittelbar unterhalb des Haldenzentrums um maximal 10 bis 15 %. Mit zunehmender Entfernung von dieser Kernzone nimmt der Einfluss des zusätzlichen Lasteintrags durch den aufsitzenden Haldenkörper jedoch schnell ab.

4.4 Charakteristische Dimensionierungsparameter

In diesem Abschnitt werden die Abbauparameter, die Verteilung der Haldenauflast sowie die daraus resultierenden Dimensionierungszahlen für die drei Abbauhорizonte im Einflussbereich der bestehenden und geplanten Haldenausdehnung dargestellt, die durch K+S entsprechend der unter 4.3 beschriebenen Methodik ermittelt wurden, und einer ersten Bewertung unterzogen. Dabei wird der Einflussbereich auf den Teil der Abbaufelder mit einer aufhaltungsbedingten Spannungserhöhung $\geq 0,1$ MPa entsprechend Kapitel 4.3 begrenzt.

4.4.1 1. Sohle

Der Abbau auf der 1. Sohle erfolgte von 1900 bis 1962 durch Langkammerabbau (Schrapperabbau) (Anlage 4.5.4-2). Die Teufe der Abbaubereiche liegt bei 620 - 870 m. Die Abbauhöhhen liegen im Durchschnitt bei 2,5 m und erreichen maximal 6 m (Anlage 4.4-1b). Die entsprechenden Dimensionierungszahlen unter Berücksichtigung der Haldenauflast sind ebenfalls in Anlage 4.4-1b ausgewiesen. Danach besitzen 68 % der Pfeiler im Einflussbereich der bestehenden sowie geplanten Haldenausdehnung Dimensionierungszahlen $s \geq 3$.

Die örtliche Gewinnung ist abgeschlossen, dynamische Beanspruchungswirkungen aus einem aktiven Abbau sind demnach nicht mehr zu erwarten.

Nach den vom Auftraggeber übergebenen Unterlagen wurden im Zentrum des Betrachtungsgebietes, d. h. im Wirkungsfeld der maximalen Haldenauflast, Kammer-Pfeiler-Systeme mit den in Tabelle 4.4-1 zusammengestellten charakteristischen (konservativen) Dimensionierungsparametern aufgefahren. Unter dem Haldenkernbereich befindet sich die 1. Sohle in einer Teufe von ~ 830 m, was einem Grundspannungszustand σ_G von ca. 20,3 MPa entspricht, der sich durch Berücksichtigung der Haldenauflastwirkung auf etwa $\sigma_{G+} = 22,3$ MPa erhöht.

Der ausschließlich angewandte Langkammerabbau ist in diesem Teil der 1. Sohle dadurch gekennzeichnet, dass jeweils vier Abbaukammern mit einer Breite von ca. 20 m sowie drei etwa 10 m breite Abbaupfeiler durch 20 bis 25 m breite Barrierepfeiler eingerahmt werden.

Tabelle 4.4-1: Charakteristische Dimensionierungsparameter auf der 1. Sohle
(im Einflussbereich der Halde, zwischen 1908 und 1954 aufgefahren)

Pfeilerart	Teufe [m]	σ_{G+} [MPa]	B_S [m]	B_{Pf} [m]	L_F	σ_{Pf} [MPa]	H_{Pf} [m]	α	P_V [MPa]	s
Abbaupfeiler	830	22,3	30	10	3,0	66,9	3	3,3	96,4	1,44
									139,8*)	2,09
Barrierepfeiler	830	22,3	40	20	2,0	44,6	3	6,6	272,6	6,11
									395,2*)	8,86

σ_{G+} – Grundspannungswert unter Berücksichtigung der Haldenaufplast; B_S – Systembreite;
 B_{Pf} – Pfeilerbreite; L_F – Lastfaktor; σ_{Pf} – Pfeilerbelastung; H_{Pf} – Pfeilerhöhe; α – Schlankheitsmaß;
 P_V – Pfeilermodellbruchfestigkeit (nach UHLENBECKER); s – Dimensionierungszahl (UHLENBECKER);
 *) unter Berücksichtigung der Langpfeiler-Form

Bei der Berechnung der Pfeilermodellbruchfestigkeit P_V für die Pfeiler der 1. Sohle wurde eine reine Hartsalzausbildung angenommen, wie sie entsprechend der Faziesverteilung (vgl. Anlage 3-4) in den Bereichen unterhalb des Haldenzentrums vorliegt.

4.4.2 Steinsalzrevier

In der Grube Hattorf/Wintershall wurde zusätzlich zu den flächenhaft abgebauten Flözen Hessen und Thüringen in einem Bereich nördlich der übertägigen Aufhaldungsfläche auf einer Zwischensohle im Mittleren Werra-Steinsalz (Stresemann-Horizont) von 1974 bis 2011 Steinsalz zur Auftausalzproduktion gewonnen (Anlage 4.5.4-3). Diese Steinsalzzwischensohle ist durch relativ geringe Sohlenabstände von 19 m bis 30 m zur 1. Sohle bzw. von 15 m bis 25 m zur 2. Sohle gekennzeichnet. Die Mächtigkeit des Mittleren Werra-Steinsalz liegt hier zwischen 45 und 60 m. Die Auffahrung erfolgte in einer Teufe von 670 bis 870 m mit Bauhöhen zwischen 3,6 und 7,7 m (Anlage 4.4-2b) im room-and-pillar-Verfahren.

Die unter Berücksichtigung der Haldenaufplast berechneten Dimensionierungszahlen sind ebenfalls in Anlage 4.4-2b ausgewiesen. Danach besitzen 79 % der Pfeiler im Lasteinflussbereich der bestehenden sowie geplanten Haldenausdehnung Dimensionierungszahlen ≥ 3 . Entsprechend der für Pfeilerensemble im Steinsalz geltenden Dimensionierungsanforderungen ist das Baufeld dauerstandsicher aufgefahren.

Die lokale Gewinnung wurde 2011 abgeschlossen, so dass in diesem Bereich keine abbauprozessbedingten dynamischen Beanspruchungswirkungen mehr auftreten.

Nach den vom Auftraggeber übergebenen Unterlagen wurde im Zentrum des Steinsalzreviers, welches sich unter der nördlichen Randzone der geplanten Haldenerweiterungsfläche befindet, ein Kammer-Pfeiler-System mit den in der Tabelle 4.4-2 zusammengestellten charakteristischen (konservativen) Dimensionierungsparametern aufgeföhren. Am nördlichen Rand der Halde befindet sich das Steinsalzrevier in einer Teufe von ca. 870 m, was einem Grundspannungszustand σ_G von ca. 21,3 MPa entspricht, der sich bei konservativer Berücksichtigung der maximal möglichen Haldenaufplastwirkung σ_{G+} um 2 MPa erhöht. Gemäß Anlage 4.4-2 sind allerdings lediglich am Südrand des Steinsalzreviers maximale Zusatzlasten von ca. 1 MPa zu erwarten.

Im Steinsalzrevier wurde ausschließlich Gewinnung im room-and-pillar mit quadratischen Pfeilern durchgeführt.

Tabelle 4.4-2: Charakteristische Dimensionierungsparameter im Steinsalzrevier

Haldenaufplast	Teufe [m]	σ_{G+} [MPa]	F_S [m ²]	B_S [m]	F_{Pf} [m ²]	B_{Pf} [m]	L_F	σ_{Pf} [MPa]	H_{Pf} [m]	α	P_V [MPa]	s
2 MPa	870	23,3	2025	45	841	29	2,41	56,2	7	4,1	130,9	2,33
									6	4,8	166,0	2,95
1 MPa	870	22,3	2025	45	841	29	2,41	53,7	7	4,1	130,9	2,45
									6	4,8	166,0	3,09

σ_{G+} – Grundspannungswert unter Berücksichtigung der Haldenaufplast; F_S – Systemfläche; B_S – Systembreite; F_{Pf} – Pfeilerfläche; B_{Pf} – Pfeilerbreite; L_F – Lastfaktor; σ_{Pf} – Pfeilerbelastung; H_{Pf} – Pfeilerhöhe; α – Schlankheitsmaß; P_V – Pfeilermodellbruchfestigkeit (nach UHLENBECKER); s – Dimensionierungszahl (UHLENBECKER)

4.4.3 2. Sohle / UTV Hattorf – Revier 38 (Revier 8 alt)

Die Aufföhruhg der Gewinnungsabbaue auf der 2. Sohle im Bereich der UTV Hattorf Revier 38 erfolgte im Zeitraum 1985 bis 1991 im room-and-pillar-Verfahren (Anlage 4.5.4-4). Die Teufe des Lagerhorizontes liegt hier zwischen 670 und 940 m, die Abbauhöhren im Durchschnitt bei 4,2 m – in seltenen Fällen werden maximal 8,5 m erreicht (K+S, 2012/13).

Die unter Berücksichtigung der Haldenaufplast für die örtlichen Tragpfeiler berechneten Dimensionierungszahlen sind ebenfalls innerhalb der Anlage 4.4-3a dargestellt. Danach besitzen 52 % der Pfeiler im Revier 38 und Einflussbereich der bestehenden sowie geplanten Haldenausdehnung Dimensionierungszahlen ≥ 3 . Darüber hinaus existieren eine Reihe flächiger Teilareale mit Carnallitit- bzw. Mischsalzpfeilern, die nach den geltenden Dimensionierungsan-

forderungen auch unter Anwendung der Ensembleregel als nicht dauerstandsicher einzuordnen sind. Da der Ertüchtigungsbedarf für diese Areale mit partieller Unterdimensionierung bereits zeitig erkannt wurde, werden seit 1997 im Rahmen der UTV Hattorf (Revier 38) im betreffenden Bereich Stabilisierungsmaßnahmen durchgeführt, wobei in den größten Teil der zu sichernden Abbauhohlräume bereits Versatz eingebracht wurde (vgl. Anlage 4.4-4).

Dynamische Beanspruchungswirkungen im Rahmen eines sprengtechnischen Abbaubetriebs können nicht mehr in Erscheinung treten, da die Gewinnungstätigkeit auf der 2. Sohle im Nahfeld des Betrachtungsgebiets seit längerem abgeschlossen ist.

Nach den vom Auftraggeber übergebenen Rissunterlagen wurden im Zentrum des Untersuchungsgebietes, d. h. im unmittelbaren Wirkungsfeld der Haldenauflast, vorwiegend im Carnallit stehende Kammer-Pfeiler-Systeme mit den in der Tabelle 4.4-3 dargestellten charakteristischen (konservativen) Dimensionierungsparametern aufgefahren. Unter dem Haldenzentrum befindet sich die 2. Sohle in einer Teufe von ca. 900 m, was einem Grundspannungszustand σ_G von $\sim 22,1$ MPa entspricht, der sich unter Berücksichtigung der Haldenauflast um maximal 2 MPa (σ_{G+}) erhöht. Die örtliche Gewinnung erfolgte ausschließlich im room-and-pillar mit quadratischen Pfeilern.

Tabelle 4.4-3: Charakteristische Dimensionierungsparameter 2. Sohle – Revier 38 (unterdimensionierte carnallitische Pfeiler)

Abbauzeitraum	Teufe [m]	σ_{G+} [MPa]	F_S [m ²]	B_S [m]	F_{Pf} [m ²]	B_{Pf} [m]	L_F	σ_{Pf} [MPa]	H_{Pf} [m]	α	P_V [MPa]	s
1985-91	900	24,1	2025	45	841	29	2,41	56,2	6	4,8	71,8	1,28
									5	5,8	96,6	1,72
									4	7,3	149,8	2,67

σ_{G+} – Grundspannungswert unter Berücksichtigung der Haldenauflast; F_S – Systemfläche; B_S – Systembreite; F_{Pf} – Pfeilerfläche; B_{Pf} – Pfeilerbreite; L_F – Lastfaktor; σ_{Pf} – Pfeilerbelastung; H_{Pf} – Pfeilerhöhe; α – Schlankheitsmaß; P_V – Pfeilermodellbruchfestigkeit (nach UHLENBECKER); s – Dimensionierungszahl (UHLENBECKER)

4.4.4 2. Sohle / UTV Hattorf – Revier 0

Im Zuge der Umstellung von Langkammerabbau auf quadratische Kurzpfeiler wurde das Revier 0 auf der 2. Sohle, südlich des Schachtes Ransbach, in der Zeit zwischen 1963 und 1975 aufgefahren (Anlage 4.5.4-4). Das Revier tangiert den westseitigen Einflussbereich der geplanten Haldenerweiterung und muss deshalb in die Bewertung einbezogen werden.

Bei der Einführung des room-and-pillar-Verfahrens als neues Abbauverfahren ereigneten sich einige Pfeilerbrüche bzw. dynamische Pfeilerersatzereignisse (vgl. Anlage 4.5.1-4b).

Seit dem Ende der Gewinnungstätigkeit ist die Seismik im Baufeld unauffällig, wie die Ergebnisse der 1978 eingeführten seismischen Überwachung zeigen (Anlage 4.5.4-1).

Die Abbauhöhen liegen im Revier 0 im Durchschnitt bei 3,5 m und erreichen minimal 2 bzw. maximal 6 m (K+S, 2012/13). Die für die Tragpfeiler unter Berücksichtigung der Haldenauflast berechneten Dimensionierungszahlen sind in der Anlage 4.4-3a ausgewiesen. Danach besitzen lediglich 48 % der Pfeiler im Revier 0 und Einflussbereich der bestehenden sowie geplanten Haldenausdehnung Dimensionierungszahlen ≥ 3 . Entsprechend der für Carnallitit- bzw. Mischsalzpfeiler geltenden Dimensionierungsanforderungen unter Berücksichtigung der Ensembleregel sind in diesem Baufeld auch stark unterdimensionierte Bereiche vorhanden, was wie zuvor dargestellt wurde, bereits zeitnah zur Auffahrung zu mehreren dynamischen Pfeilerersatzungen- bzw. -bruchereignissen geführt hat.

Nach den vom Auftraggeber ausgehändigten Unterlagen sind für die im Revier 0 im Carnallitit stehenden Baupfeiler die in der Tabelle 4.4-4 zusammengestellten (konservativen) Dimensionierungsparameter charakteristisch.

Die 2. Sohle liegt hier in einer Teufe von ca. 900 m, woraus sich ein Grundspannungsbelastungsniveau σ_G von 22,1 MPa errechnet, welches sich unter Berücksichtigung der gegebenen Haldenauflastwirkung noch um 1 MPa (σ_{G+}) erhöht.

Tabelle 4.4-4: Charakteristische Dimensionierungsparameter 2. Sohle – Revier 0

Abbauzeitraum	Teufe [m]	σ_{G+} [MPa]	F_S [m ²]	B_S [m]	F_{Pf} [m ²]	B_{Pf} [m]	L_F	σ_{Pf} [MPa]	H_{Pf} [m]	α	P_V [MPa]	s
bis 1969	900	23,1	900	30	400	20	2,25	52,0	5	4	56,6	1,09
									4	5	76,2	1,46
ab 1970	900	23,1	3600	60	2025	45	1,78	41,1	6	7,5	158,7	3,86
									5	9,0	241,5	5,86

σ_{G+} – Grundspannungswert unter Berücksichtigung der Haldenauflast; F_S – Systemfläche;
 B_S – Systembreite; F_{Pf} – Pfeilerfläche; B_{Pf} – Pfeilerbreite; L_F – Lastfaktor; σ_{Pf} – Pfeilerbelastung;
 H_{Pf} – Pfeilerhöhe; α – Schlankheitsmaß; P_V – Pfeilermodellbruchfestigkeit (nach UHLENBECKER);
s – Dimensionierungszahl (UHLENBECKER)

Nach der Zulassung des Sonderbetriebsplans für die Versatzmaßnahmen zur dauerhaften Stabilisierung des Baufeldes im ehemaligen Revier 0 durch das Regierungspräsidium Kassel (RpK, 2009) wurden bereits große Teile des als vordringlich zu sichernden Zentralbereiches versetzt (vgl. Anlage 4.4-4). Da bisher noch nicht alle unterdimensionierten Pfeiler im Revier 0 versetzt worden sind, ist die Bewertung der statischen aber vor allem dynamischen Systemstabilität unter der Wirkung der Haldenauflast ein spezieller Schwerpunkt der hier im Weiteren darzustellenden numerischen Standsicherheitsnachweise mit Hilfe der beiden hierfür eingesetzten ebenen gebirgsmechanischen Berechnungsmodelle.

4.5 Geotechnische Messungen und visuelle Bewertung

Unter diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der bisher im Einwirkungsbereich der bestehenden Halde sowie der geplanten Erweiterung durchgeführten geotechnischen und markscheiderischen Messungen, d. h. der untertägigen Konvergenzmessungen, der übertägigen Senkungsmessungen sowie der an ausgewählten Pfeilerensembles realisierten Spannungssondierungen zusammengefasst. Die hieraus abgeleiteten Bewertungen zum standsicherheitslichen Zustand berücksichtigen darüber hinausgehend die örtlichen seismischen Registrierungen sowie die visuellen Eindrücke und Befunde im Ergebnis durchgeführter Befahrungen.

4.5.1 Konvergenzmessungen

Die Beobachtung und Überwachung der untertägigen Gebirgsbewegungen erfolgt durch Konvergenzmessungen auf der 1. und 2. Sohle sowie im Steinsalzrevier.

Bereich 1. Sohle

Die Positionierung der auf der 1. Sohle eingerichteten Messstellen ist der Anlage 4.5.1-1a zu entnehmen. In Anlage 4.5.1-1b sind zwei typische Beispiele für das im Bereich der 1. Sohle erfasste Konvergenzgeschehen wiedergegeben. Da der Gewinnungsbetrieb auf der 1. Sohle im Einflussbereich der Halde und ihrer Erweiterung bei Einrichtung der betreffenden Messstellen im Jahre 1959 bereits seit längerem abgeschlossen war, wurden die hohen Konvergenzraten unmittelbar nach der Auffahrung mit diesen Messungen nicht erfasst, sondern im Wesentlichen die relativ langsam und stetig verlaufende Abnahme der Konvergenzraten mit zunehmender Standzeit, wobei der Verlauf des im Bereich der Hauptförderstrecke liegenden Punktes 1080, mutmaßlich durch den Einfluss von Regulierungsarbeiten bzw. in Zusammen-

hang mit der Errichtung im Nahfeld befindlicher Bunkeranlagen, auch eine temporär beschleunigte Phase aufweist (K+S, 2000).

Insgesamt gesehen sind die Konvergenzraten aktuell sehr niedrig und erreichen Maximalwerte von wenigen Millimeter/Jahr, wobei kein Einfluss der im Jahr 2000 genehmigten Haldenerweiterung nachgewiesen werden konnte. Diese Raten entsprechen größenordnungsmäßig den für einen Kammerbau mit Langpfeilern typischen Konvergenzen und belegen den stabilen Zustand des Tragsystems.

Bereich Steinsalzrevier

Die untertägigen Konvergenzraten erreichten im Steinsalzrevier unmittelbar nach der Auffahrung Maximalwerte von 2 bis zu 6 cm/Jahr, die sich nach wenigen Jahren auf Werte von einigen Millimeter/Jahr verringerten (vgl. Anlage 4.5.1-2). Diese Verhältnisse bzw. dieses Verhalten sind typisch für standsicher dimensionierte Steinsalzpfeiler.

Bereich 2. Sohle – UTV Hattorf / Revier 38

Die Lage der im Bereich der 2. Sohle instrumentierten Messstellen ist in der Anlage 4.5.1-3a dargestellt. Anlage 4.5.1-3b enthält zwei typische Beispiele für die jeweils erfassten Konvergenzentwicklungen.

Da die Abbautätigkeit auf der 2. Sohle im Lasteinflussbereich der Halde und ihrer Erweiterung erst im Jahre 1991 abgeschlossen wurde und die Einrichtung der Messstellen relativ zeitnah nach dem Durchgang der Gewinnungsfront erfolgte, konnten im Messverlauf sowohl die hohen Konvergenzraten unmittelbar nach der Auffahrung als auch deren relativ langsame und stetige Abnahme mit zunehmender Standzeit erfasst werden. Insgesamt gesehen sind die Konvergenzraten heute etwas höher als auf der 1. Sohle und erreichen Maximalwerte in den stärker unterdimensionierten Bereichen des Systems von ca. 7 mm/Jahr.

Insgesamt gesehen sind auch die Konvergenzraten im Revier 38 aktuell sehr niedrig, wobei ein Einfluss der im Jahr 2000 genehmigten Haldenerweiterung nicht zu belegen ist. Diese Konvergenzen entsprechen größenordnungsmäßig den für einen standsicheren room-and-pillar-Abbau typischen Konvergenzen und dokumentieren damit den stabilen Zustand des Tragsystems.

Bereich 2. Sohle – UTV Hattorf / Revier 0 nach (K+S, 3/2007b)

Die im betreffenden Grubenbereich im Anschluss an die Gewinnungsphase aufgenommenen Konvergenzmessungen erfolgten bis 1984.

Installiert waren zum Teil multiple Messpunkte mit Verankerungen in verschiedenen Tiefen. Innerhalb der Betrachtung werden hier allerdings ausschließlich die Messpunkte mit den am tiefsten reichenden Messstangenverankerungen (3 m unterhalb der Sohle und 10 m über der Firstkontur) einbezogen, mit welchen sich die kriechbedingte Konvergenzbewegung des Salzgebirges vom Einfluss der konturnahen Auflockerung weitgehend unbeeinflusst erfassen lässt.

Das im Gebiet des Systemrasters 30 x 30 m² und des Übergangsbereiches mit dem Rastermaß 45 x 45 m² erfasste Konvergenzgeschehen ist allgemein durch degressive Verlaufsformen gekennzeichnet (vgl. Anlage 4.5.1-4c, oben).

Besonders aussagefähig ist hier die Messstelle 156. Sie wurde im Pfeilersetzungsfeld vom 15.01.1969 (vgl. Anlage 4.5.1-4b) bereits einen Tag nach dem Ereignis eingerichtet und belegt eindrucksvoll die hohe Konvergenz in der unmittelbaren Folgephase des Setzungseintritts. An den Messstellen 157 und 159, beide im Nahfeld des gleichen Pfeilersetzungsfeldes (vgl. Anlagen 4.5.1-4a und -4b), konnten diese überaus hohen Konvergenzraten im direkten Nachlauf des Setzungsvorgangs allerdings nicht in gleicher Weise erfasst werden, da sie erst etwa 2 Monate nach dem Ereignis eingerichtet wurden. Die Messstellen 202, 203 und 144 liegen mehr oder weniger zentral innerhalb des betreffenden Gebiets, in einem etwas weiterem Abstand (850, 330 bzw. 470 m) zum Pfeilersetzungsareal vom 15.01.1969. Obwohl hier die Messungen deutlich eher einsetzen, lässt sich innerhalb der jeweils erfassten Konvergenzverläufe keine erkennbare Beeinflussung durch das entsprechende Pfeilersetzungsereignis feststellen.

Die Konvergenzmessungen im Umfeld (System mit Rastermaßen 45 x 45 und 60 x 60 m²) begannen ausnahmslos einige Zeit nach der Pfeilersetzung vom 25.02.1969. Allenfalls die im Nahbereich um das Pfeilersetzungsfeld gelegenen Messstellen 164 und 165 geben etwas deutlicher die erhöhten Absenkungsraten in der Konsolidierungsphase nach dem Ereigniseintritt wieder. Alle Konvergenzmessungen zeigen aber eine degressiv verlaufende Entwicklung (Anlage 4.5.1-4c, unten).

Die Konvergenzmessstelle 156, die innerhalb des Pfeilersetzungsareals vom 25.02.1969 liegt, belegt, dass das örtliche Gebirgstragsystem einige Zeit nach Eintritt des Pfeilersetzungsvorgangs wieder einen stabilen Gleichgewichtszustand erreicht hat. Das erfasste Konvergenzverhalten ist prinzipiell degressiv und nach Abklingen der die Pfeilersetzung begleitenden hohen

Konvergenzraten – nach ca. 8 Monate – nicht von den anderen Konvergenzmessungen in dem Bereich zu unterscheiden. Es zeigt, wie die übrigen Konvergenzmessstellen auch, einen typischen Verlauf für das Bewegungsverhalten innerhalb eines standsicheren Pfeilerverbandes.

Die vorliegenden Messungen belegen, dass das Kammer-Pfeilersystem im Revier 0 nach den Pfeilersetzungen bzw. -brüchen ebenfalls in einen stabilen Zustand übergegangen ist, wobei 1984 maximale Konvergenzraten von ca. 6 mm/Jahr gemessen wurden, die in etwa den maximalen Konvergenzraten im Revier 38 entsprechen (vgl. Anlage 4.5.1-3b).

4.5.2 Senkungsmessungen übertage

Konvergenzmessungen untertage besitzen stets eine gewisse lokale Charakteristik, da sie jeweils durch die örtliche Hohlraumgeometrie sowie die Dimensionierung und den Strukturaufbau der unmittelbar umgebenden Salzpfeiler beeinflusst werden. Die an der Tagesoberfläche auftretenden Senkungserscheinungen ergeben sich dagegen aus der summarischen Überlagerung aller innerhalb eines größeren Gebiets untertage ablaufenden Konvergenzprozesse. Durch die auch langfristig kaum eingeschränkte Zugänglichkeit der Tagesoberfläche kann das Senkungsgeschehen im Vergleich zur untertägigen Konvergenz über einen wesentlich längeren Zeitraum erfasst und überwacht werden.

Im Umfeld des Aufhaldungsbetriebs Hattorf wurde in den Jahren 1954 bis 1984 eine Reihe von Höhenbeobachtungspunkten vermarktet. In der Anlage 4.5.2-1a sind die bis 2009 in diesem Gebiet gemessenen Senkungen sowie die Lage der derzeit aktiven Nivellementpunkte dargestellt. Anlage 4.5.2-1b gibt darüber hinaus die an zwei charakteristischen Messpunkten jeweilig erfassten Senkungs-Zeit-Kurven wieder, die nach dem Durchgang der Abbaufrent auf der 2. Sohle einen degressiven Verlauf auf niedrigem Niveau belegen. Sie entsprechen mit aktuell 3...5 mm/Jahr den normalen Senkungsraten im hessischen Kalirevier (UHLENBECKER, 1978).

Im Untersuchungsgebiet ist eine großräumige, flache Senkungsmulde mit untergeordneten Schief lagenbeträgen vorhanden. Das Zentrum der Mulde mit Absenkungsgrößen bis zu 250 mm befindet sich im mittleren Teil des Nordrandes der geplanten Haldenerweiterung. Die Senkungen im Gebiet der derzeitigen Haldenaufstandsfläche und der geplanten Erweiterung betragen im Mittel ca. 150 mm.

Die gemessenen übertägigen Senkungsbeträge und die untertägigen Konvergenzgeschwindigkeiten sind für den hessischen Kalibergbau als normal einzustufen. Sie belegen – insbesondere mit dem generellen Rückgang der Konvergenzgeschwindigkeiten im Zeitverlauf – einen standsicheren Zustand des Tragsystems im Einflussbereich der Halde und ihrer geplanten Erweiterung. Dabei konnte keine Korrelation mit der bisherigen Entwicklung der Aufhaltung in südwestlicher Richtung festgestellt werden.

4.5.3 Spannungssondierungen

Im Rahmen der gebirgsmechanischen Beurteilung der dynamischen Anregungen durch den Gewinnungssprengbetrieb im Steinsalzrevier auf die Standsicherheit und Stabilität der Pfeiler in der UTV Hattorf Revier 38 wurden sowohl Spannungssondierungen auf der Basis des Break-out-Tests als auch mit der Hydrofrac-Methode durchgeführt (IfG, 2004).

Die in diesem Zusammenhang in den halitischen Tragelementen des Steinsalzreviers ermittelten Messergebnisse mit der Hydrofrac-Methode weisen eine sehr harmonische Ausbildung der kleinsten Hauptnormalspannung im sondierten Bohrloch- bzw. Pfeilerprofil auf. Das lithostatische Teufendruckniveau wird in beiden Bohrungen in einem Abstand von 5 bis 6 m vom Pfeilerstoß erreicht, so dass davon ausgegangen werden kann, dass diese Pfeiler nahezu die volle Deckgebirgslast tragen.

Weiterhin wurden im Nordwestteil des Reviers 38 und unterhalb des Steinsalzreviers an insgesamt vier Abbaupfeilern gebirgsmechanische Bohrlochuntersuchungen (Hydrofrac-Methode und Break-out-Tests) durchgeführt. Die bemusterten Pfeiler der 2. Sohle besitzen eine geringe Einspannung, wie die Hydrofrac-Messungen ausweisen. Die ermittelten Vertikalspannungen liegen deutlich unter der aus Deckgebirgsgewicht und Lastfaktor abgeschätzten theoretischen Pfeilerbelastung (40 MPa bis 50 MPa). Diese Entlastung der Pfeiler resultiert aus ihrer Lage in der Nähe eines Abbaufreibereiches und der relativ geringen Baufeldbreite infolge mehrerer nicht durchörterter Bereiche.

Im Zeitraum zwischen 21.11. und 01.12.2005 wurden im Revier 0 Spannungssondierungen zur Ermittlung der im Anstehenden vorherrschenden Einspannungsverhältnisse durchgeführt (IfG, 2006). Im Ergebnis wurde deutlich, dass die Reichweite der Belastungsumverteilung von den schwächer dimensionierten Tragelementen auf die wesentlich kompakter ausgebildeten Pfeiler räumlich sehr beschränkt erscheint, lediglich für die unmittelbar benachbarte Pfeilerreihe konnte eine Zusatzbelastung eindeutig nachgewiesen werden. Über die Belastungsent-

wicklung der schwächer dimensionierten Pfeiler in größerer Entfernung zu den stärker ausgebildeten Tragelementen konnte keine Aussage getroffen werden.

4.5.4 Seismik

In der Grube Hattorf werden seit 1978 alle seismischen Ereignisse ab einer Magnitude $> -1,5$ erfasst. In Anlage 4.5.4-1 sind die bisher im Nahfeld der Halde und ihrer geplanten Erweiterung registrierten 38 Einzelereignisse zusammengestellt.

Von diesen 38 Registrierungen können insgesamt 25 dem Areal der 2. Sohle und ihrem Abbauvorfeld zugeordnet werden (vgl. Anlage 4.5.4-4), wobei die stärksten Ereignisse mit einer Magnitude bis zu $M_L = 0,8$ durch Gewinnungsarbeiten auf der zum großen Teil carnallitisch ausgebildeten 2. Sohle (Revier 38) ausgelöst wurden.

Da 1978 die Abbautätigkeit im Revier 0 bereits im Wesentlichen abgeschlossen war, konnten die bis dahin bei der dortigen Gewinnung zum Teil in Erscheinung getretenen relativ starken Ereignisse mit Magnituden bis zu $M_L = 2,4$ (UHLENBECKER, 1978) durch die zu diesem Zeitpunkt erst aufgenommene seismische Überwachung nicht mehr erfasst werden – die danach für das betreffende Gebiet registrierte Seismizität erreicht ausschließlich Magnitudenwerte deutlich kleiner 0 (Anlage 4.5.4-4).

Alle seismischen Ereignisse, die bisher im Gebiet des Steinsalzreviers geortet wurden (Anlage 4.5.4-3), waren jeweils an den Gewinnungsbetrieb gebunden und wiesen Magnitudengrößen bis maximal $M_L = -0,1$ auf.

Die seismische Aktivität, die der 1. Sohle lange nach der Beendigung der Gewinnungsarbeiten im Flöz Thüringen zuordenbar ist, besitzt nur eine vergleichsweise geringe Intensität mit Magnituden deutlich kleiner $-0,5$ und konzentriert sich an der südöstlichen Abbaukante, d. h. dem Markscheidesicherheitspfeiler zur Grube Unterbreizbach (vgl. Anlage 4.5.4-2).

Insgesamt gesehen sind die seismischen Aktivitäten gering und zeugen ebenfalls von einem standsicheren Zustand der Grubenbaue im Einflussbereich der bestehenden sowie geplanten Haldenausdehnung Hattorf.

4.5.5 Visuelle Befunde

Bereich 1. Sohle

Im Rahmen der gebirgsmechanischen Bewertung der 1. Haldenerweiterung wurden am 18.01.2001 durch die Herren Laun (Regierungspräsidium Kassel), Schnürer, Dr. Gerling, Ochs, Voigt, Schott, Dr. Mocka, und Schönwolf (K+S KALI GmbH) Abbaukammern in der Nähe der Hauptförderstrecke befahren, wobei folgende Befunde festgestellt wurden (K+S, 2001b):

- *Die Pfeiler wurden intakt angetroffen, es ist keine Überlastung erkennbar.*
- *In Anbetracht der langen Standzeit der Pfeiler von zum Großteil mehr als 50 Jahren wird die zeitliche Konturentfestigung als gering eingeschätzt. Die Pfeiler weisen Abschaltungen im Dezimeter-Bereich auf. Ablösungen an der Firste, die oft an dünnen Carnallitit- oder Kieseritlagen im Bereich der Begleitflöze entstehen, erreichen Mächtigkeiten bis ca. 0,5 m. Es entsteht der Eindruck, dass das Gebirge einen stabilen Zustand mit gewölbter Firste und glatten Stößen anstrebt. Alle von dieser gebirgsmechanisch idealen Form abweichenden Teile schalen ab. An vielen Stellen sind noch die Spuren der Sprengbohrungen und Schrapperseile zu sehen.*
- *Die Konvergenz ist äußerst gering, erkennbar an teilweise noch intakten Holzstempeln.*
- *Die angetroffenen Höhen entsprechen im Mittel dem... Wert von 2,5 m...*

Am 24.01.2007 wurde diese Befahrung vereinbarungsgemäß durch die Herren Laun (Regierungspräsidium Kassel), Bläsing, Dr. Gerling, Schönwolf, Fischer und Ochs (K+S KALI GmbH) wiederholt, um die Auswirkungen der bis dahin erfolgten Haldenerweiterung auf das untertägige Kammer-Pfeiler-System zu dokumentieren (K+S, 3/2007a):

Die Eindrücke während der Befahrung sowie die Gegenüberstellung der Fotos, die mit sechsjährigem Zeitunterschied aufgenommen wurden, lassen trotz des inzwischen näher gerückten Haldenfußes ... und der damit einhergehenden Zunahme der Belastung keine negativen Veränderungen der Pfeilerstöße erkennen...

Diese Befahrungsergebnisse dokumentieren einerseits die Dauerstandsicherheit des Kammer-Pfeiler-Systems auf der 1. Sohle. Andererseits wurden keine Belege für einen Einfluss der im Jahr 2000 genehmigten 1. Haldenerweiterung gefunden.

Bereich 2. Sohle – UTV Hattorf / Revier 0

Am 12.08.2004 wurde das Feld im Zusammenhang mit bestehenden gebirgsmechanischen Bewertungsaufgaben durch die Herren Günther und Ochs (K+S KALI GmbH) längs eines ehemaligen Fahrwegs befahren (K+S, 3/2007b):

Die Pfeiler zeigen deutliche Entfestigungserscheinungen. An den Stößen befinden sich Haufwerksböschungen mit Höhen von durchschnittlich 0,5 m, in Einzelfällen bis ca. 1,5 m. Der teilweise angebaute Carnallitit sorgt für eine erhöhte Firstfallgefahr. ...Die Abzweigungen von der Fahrstrecke waren verfüllt.... Der visuelle Eindruck bestätigt im Wesentlichen die im Grubenbild dokumentierten Höhen.

Am 10.05.2006 und am 29.09.2006 erfolgten nochmals Befahrungen ausgewählter Bereiche durch die Herren Laun (Regierungspräsidium Kassel), Dr. Gerling und Ochs (K+S KALI GmbH), Dr. Schleinig (K+S AG, nur am 29.09.2006) sowie Horber und Schönewolf (K+S KALI GmbH, nur am 10.05.2006). Dabei wurde festgestellt (K+S, 2008):

Der größte Teil des Abbaufeldes mit den z. T. nach heutiger Abbauerlaubnis unterdimensionierten Pfeilern hat alle nach seiner Auffahrung stattgefundenen Pfeilersetzungen schadlos überstanden. Dabei blieben in den bereits durch Pfeilersetzungen beaufschlagten Gebieten die Konturen intakt. Darüber hinaus wird davon ausgegangen, dass über die langen Standzeiten schwächer dimensionierte Pfeiler sich der Belastung entzogen und stärker dimensionierte, benachbarte Pfeiler diese Belastung übernommen haben. Infolge dessen wird angenommen, dass sich das gesamte Baufeld stabilisiert hat.

Diese Befahrungsergebnisse belegen, dass das Kammer-Pfeiler-System auf der 2. Sohle im Revier 0 nach den Pfeilersetzungen in den 60er und 70er Jahren einen standsicheren Zustand eingenommen hat.

4.6 Zusammenfassende Bewertung der bisherigen Befunde

Die Ergebnisse der bisher im Einflussbereich bzw. Nahfeld der bestehenden Aufhaldung sowie der geplanten Erweiterungsfläche durchgeführten geotechnischen Messungen und markscheiderischen Überwachungsmaßnahmen, d. h. der Senkungsmessungen übertage, der untertägigen Konvergenzmessungen sowie der an ausgewählten Pfeilerensembles realisierten Spannungssondierungen, belegen die globale statische Standsicherheit der von der Auflast-

wirkung des Haldenschüttkörpers zusätzlich beanspruchten Grubenareale auf der 1. und 2. Sohle sowie des Steinsalzreviers. Dabei konnte keine Beeinflussung durch die im Jahr 2000 genehmigte 1. Haldenerweiterung belegt werden. Diese Einschätzung wird auch durch die Ausprägung und Intensität der seit 1978 in diesem Gebiet erfassten seismischen Aktivität sowie durch die bei den mehrfach durchgeführten Befahrungen gewonnenen visuellen Eindrücke und Befunde gestützt.

Ein Großteil des rechnerisch unterdimensionierten Pfeilerverbandes im Bereich der beiden ortsnahen UTV-Reviere 0 und 38 auf der 2. Sohle wurde bereits im Zuge der am Ende der 1990er-Jahre aufgenommenen Versatzarbeiten gegen die Möglichkeit des Eintritts stärkerer dynamischer Versagens- bzw. Verbruchereignisse gesichert.

Vor diesem Hintergrund konzentrierten sich die im Rahmen dieser Begutachtung zur Untersuchung der dynamischen Standsicherheitsverhältnisse realisierten Modellrechnungen vorrangig auf die gegenwärtig noch nicht mittels Versatz ertüchtigten UTV-Teilbereiche sowie die außerhalb der entsprechenden Versatzfeldgrenzen bzw. auf der 1. Sohle liegenden Tragpfeiler mit Unterdimensionierung, insbesondere innerhalb des Gebiets unterhalb der geplanten Haldenerweiterungsfläche, westlich der bereits bestehenden Aufhaldung.

Gleichzeitig soll mit den hierfür erstellten Modellen unter Berücksichtigung der neuen Randbedingungen in Bezug auf die weitere Aufhaldungsentwicklung bis 2050 die Langzeitsicherheit bzw. dauerhaft gewährleistete Dichtfunktion der salinaren Schutzschichten geprüft und nachgewiesen werden.

5 Gebirgsmechanische Modellierung

Die numerischen Belegrechnungen zur Untersuchung der statischen und dynamischen Systemstabilität im Bereich der durch die Lastwirkung der bestehenden Aufhaldung und ihrer geplanten Erweiterung beeinflussten Grubenbaue sowie zum Nachweis der dauerhaften Funktionsfähigkeit der die betreffenden Baufelder abschirmenden salinaren Schutzschichten wurden an zwei unterschiedlichen ebenen Modellschnitten durchgeführt, deren Schnittspurverlauf in Abstimmung mit dem Auftraggeber so festgelegt worden ist, dass alle in diesem Zusammenhang bewertungsrelevanten gebirgsmechanischen Fragestellungen untersucht bzw. abdeckend eingeschätzt werden konnten.

Eine Schnittlage (B-B') verläuft SW-NE ausgerichtet, etwa mittig längs der bereits bestehenden Haldenerstreckung (vgl. Anlage 3-1), der andere Schnitt (A-A') ist hierzu annähernd orthogonal in NW-SE-Richtung orientiert und erfasst vorrangig die Grubenbereiche unmittelbar unterhalb der geplanten Aufhaldungserweiterungsfläche.

Die Erstellung und Validierung der beiden eingesetzten Berechnungsmodelle erfolgte auf der Grundlage der hierzu am IfG bereits vorliegenden Datenbasis bzw. der in diesem Kontext direkt vom Auftraggeber zur Verfügung gestellten Unterlagen.

5.1 Modellbildung, Stoffmodelle und Materialparametrisierung

Zur Umsetzung der gebirgsmechanischen Modellierungsaufgabe wurde das numerische Berechnungsprogramm Universal Distinct Element Code – UDEC (ITASCA, 2011) eingesetzt. Dieses Programm hat sich, unter Einbeziehung der am IfG entwickelten Stoffmodelle, bereits vielfach bei ähnlichen Bearbeitungen zur Bewertung der statischen und dynamischen Stabilität von Abbausystemen im Salzgebirge bewährt, u. a. fand es beispielsweise bei der Untersuchung der Auswirkungen des 3-Sohlenabbaus im Bereich des Steinsalzreviers (IfG, 2004) und der gegenseitigen Beeinflussung zweier übereinander liegender Sohlen in der Verbundgrube Hattorf/Wintershall (IfG, 2006) Verwendung.

Der Lösungsansatz des verwendeten Programms basiert auf einer Strukturierung des erfassten Gebirgskörpers in ein System miteinander in Wechselwirkung stehender diskreter Blöcke (CUNDALL & HART, 1992). Es findet ein expliziter Zeitschrittalgorithmus Verwendung, d. h. in jedem Berechnungsschritt werden die Kräfte und Verschiebungen (Translation und/oder Rotation) zwischen den Blöcken sowie die Spannungen und Deformationen innerhalb der Blöcke neu berechnet. Demgemäß lassen sich mit der Methode der Distinkten Elemente auch

stark nichtlineare und physikalisch instabile Prozesse mit großen Deformationswegen oder Verschiebungsreaktionen gut nachvollziehen.

Das innerhalb der Modellierung zur Charakterisierung der Salinargesteine verwendete Stoffmodell ist im Rahmen der BMBF-Forschung speziell für die Beschreibung des Verhaltens von Salzgesteinen entwickelt worden. Das visko-elasto-plastische Stoffmodell nach MINKLEY (2004) verknüpft dabei die bisher separat für spröde Salzgesteine betrachteten Entfestigungserscheinungen mit den das Verhalten duktiler Salzgesteine prägenden viskosen Eigenschaften. Dabei wird auf bewährte Stoffansätze der Gebirgsmechanik wie MOHR-COULOMB und BURGERS zurückgegriffen, die jedoch an die spezifischen Eigenschaften der Salzgesteine mit ihrem ausgeprägt nichtlinearen Verhalten angepasst sind.

Jede Modellbildung beinhaltet in der Regel eine gewisse vereinfachende Adaption der realen, mitunter äußerst komplexen geologischen Strukturverhältnisse in situ, etwa durch ein Vernachlässigen untergeordneter bzw. relativ geringmächtiger Schichtfolgen oder das Zusammenfassen hinsichtlich ihrer Eigenschaften ähnlicher Horizonte. Bei dieser Verfahrensweise ist allerdings darauf zu achten, dass dies immer mit Bezugnahme auf die konkret gegebene gebirgsmechanische Aufgabenstellung erfolgen sollte, um stets die angestrebte Grundkonservativität der am Ende stehenden Bewertungsaussage sicherzustellen.

In diesem Punkt konnte im Fall der vorliegenden Begutachtung auf Erfahrungswerte zurückgegriffen werden, die am IfG aufgrund der Bearbeitung einer Vielzahl von ähnlichen gebirgsmechanischen Fragestellungen betreffenden Untersuchungen im Werra-Kalirevier gesammelt worden sind. Dies betrifft sowohl das methodische Vorgehen bei der Modellbildung bzw. -strukturierung als auch die parametrische Beschreibung des gesteinsmechanischen Verhaltens des Gebirges.

Beide bei der Bearbeitung eingesetzten Modellschnitte erfassen die längs des jeweils betrachteten Profilverlaufs vorliegenden Gebirgsverhältnisse von der Tagesoberfläche bis ins Liegende der Werra-Folge (vgl. Anlage 5.1-1), wobei der hierbei wiedergegebene dreigeteilte Stockwerkaufbau der typischen geologischen Vertikalgliederung im nördlichen Werra-Fulda-Gebiet entspricht:

- Das Subsalinarstockwerk wird im Wesentlichen aus den Gesteinsfolgen des Oberrotliegend gebildet. Innerhalb der abstrahierenden Modellbildung wurden diesem Komplex außerdem die unteren Schichten der Werra-Folge bis einschließlich des Unteren Werra-Anhydrit zugeordnet.

- Im Salinarstockwerk sind die Schichten des Unteren, Mittleren und Oberen Werra-Steinsalz sowie die beiden eingeschalteten Kalilager Thüringen und Hessen wiedergegeben.
- Das Postsalinar umfasst als Hauptelement die Schichten des Unteren Buntsandstein. Die relativ gering mächtigen Abschnitte des Bröckelschiefer (zB) und der Fulda-Folge wurden nicht explizit wiedergegeben, sondern innerhalb der Modellierung jeweils dem Unteren Buntsandstein zugeschlagen.

Die mit der Modellbildung realisierte Adaption der realen geologischen Strukturverhältnisse erfolgte jeweils unter Einbeziehung und Wichtung der den verschiedenen stratigraphischen Abschnitten zuordenbaren gesteinsmechanischen Eigenschaften (etwa hinsichtlich einer gegebenen bruchtektonischen Beeinflussung oder eines dominant duktil plastischen Verformungsverhaltens), der Ausbildungsmächtigkeit sowie ihrer Bedeutung in Bezug auf die vorliegende Bewertungsaufgabe. So ist etwa die bereichsweise homogenisierte Ansprache der Schichtfolgen oberhalb des Salinarstockwerks auch deshalb zulässig, weil diesen im vorliegenden Fall ausschließlich eine auflast- bzw. belastungsvermittelnde Funktion zukommt.

Die Gesteinsfestigkeiten und der bruchtektonische Zerlegungsgrad im Deckgebirgsverband bestimmen in entscheidender Weise das sich aufgrund der zunehmenden Konvergenz des untertägigen Abbausystems zur Tagesoberfläche durchprägende Absenkungsgeschehen. Ein einfacher kontinuumsmechanischer Modellierungsansatz wird diesem Verhalten in der Regel nicht ausreichend gerecht (MINKLEY & MENZEL, 1995). Für eine korrekte diskontinuumsmechanische Beschreibung müssten dagegen Lage, Geometrie und mechanische Eigenschaften der charakteristischen Schwächeflächenelemente bzw. -strukturen bekannt sein und explizit nachgebildet werden, was aufgrund des hierfür erforderlichen überaus hohen Aufwandes allerdings im Normalfall kaum praktikabel und realisierbar ist. Daher wird innerhalb der vorliegenden Bearbeitung der Weg beschritten, ausgehend von dem vorhandenen gebirgsmechanischen Kenntnisstand, den Wirkungseinfluss des fundamentalen Trennflächenverbandes im Deckgebirge über ein so genanntes Trennflächenkontinuum (ubiquitous joint model) mit an beliebiger Stelle aktivierbaren, saiger stehenden Schwächeflächen zu erfassen. Die zugewiesenen Festigkeitseigenschaften wurden dabei so gewählt, dass das Deckgebirge und der darüber aufsitzende Haldenschüttkörper der kriech- bzw. konvergenzbedingten Bewegung der tiefer liegenden Salinarfolge unmittelbar nachsetzen kann und auf diese Weise ein ausgeprägt schlaff nachgiebiges Verhalten für das Postsalinarstockwerk abgebildet wird. Die Parametrisierung ordnet dem Deckgebirgsbereich dabei konkret folgende Kenngrößen zu:

- **Festigkeit der Gesteinsmatrix**

$$\text{Kohäsion } c_G = 2 \text{ MPa}$$

$$\text{Reibungswinkel } \phi_G = 35^\circ$$

$$\text{Zugfestigkeit } \sigma_{Z,G} = 2 \text{ MPa}$$

- **Festigkeit der Schwächeflächen im Gebirgsverband (saiger einfallend)**

$$\text{Kohäsion } c_S = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Reibungswinkel } \phi_S = 15^\circ$$

$$\text{Zugfestigkeit } \sigma_{Z,S} = 0,5 \text{ MPa}$$

Für die anderen im Modell erfassten Gebirgsabschnitte wurden jeweils solche Stoffmodelle angesetzt, die deren charakteristisches geomechanisches Strukturverhalten in geeigneter Weise wiedergeben können (vgl. Tabelle 5.1-1). Die numerische Abbildung des Spannungs-Verformungsverhaltens der salinaren Gebirgsschichten mit einem ausgeprägten Kriechvermögen erfolgte deshalb folgerichtig mit dem speziell für Salzgesteine entwickelten visko-elasto-plastischen Beschreibungsansatz nach MINKLEY, mit Berücksichtigung von Ver- und Entfestigung sowie Dilatanz.

Bei der Zuweisung der erforderlichen gesteinsmechanischen Eigenschaften und Parameter für die jeweiligen Modellierungsbereiche konnte ausnahmslos auf bereits am IfG vorliegende Datensätze zurückgegriffen werden, die aufgrund früherer labortechnischer Untersuchungen an entsprechenden Gesteinsproben aus dem Werra-Lagerstättenbezirk verfügbar sind.

Die im Einzelnen zum Ansatz gebrachten Stoffmodelle und Parametersätze zur Abbildung des elastisch-plastischen Spannungs-Verformungsverhaltens sind in der Tabelle 5.1-1 sowie der Anlage 5.1-2 zusammengestellt.

Für die teils generalisierend zusammengefassten Strukturabschnitte sind die in der Mächtigkeit dominierenden Gesteine für das Gesamtverhalten der jeweiligen Sequenz bestimmend.

Mit Verweis auf die nahezu identischen Bildungs- und Genesebedingungen kann für bestimmte Abschnitte von einer zulässigen Übertragbarkeit der gesteinspezifisch bestimmten Eigenschaftscharakteristiken innerhalb der verschiedenen Zechstein-Zyklen ausgegangen werden. So wurden im vorliegenden Fall dem Mittleren und Unteren Werra-Steinsalz in der Modellierung das gesteinsmechanische Eigenschafts- und Parameterprofil des Oberen Werra-Steinsalz zugeordnet.

Tabelle 5.1-1: Stoffmodelle und Parameteransätze in den numerischen Berechnungsmodellen

Strukturabschnitt / Gesteinsschicht	angesetztes Stoffmodell	Dichte [g/cm ³]	Elastische Parameter		Festigkeits- Parameter	
			E [GPa]	ν	ϕ	c [MPa]
Deckgebirge (Buntsandstein)	elasto-plastisch MOHR-COULOMB	2,5	8	0,3	Gesteinsmatrix 35 2	
Oberes Werra-Steinsalz	visko-elasto-plastisch mit Ver-/Entfestigung	2,1	25	0,25	vgl. Anlage 5.1-2a	
Begleitflöze Carnallit C ₈₀	visko-elasto-plastisch mit Ver-/Entfestigung	1,7	15	0,25	vgl. Anlage 5.1-2b	
Kaliflöz Hessen Carnallit C _{40...60}		1,7	15	0,25	vgl. Anlage 5.1-2c	
Hartsalz		2,1	22,4	0,21	vgl. Anlage 5.1-2d	
Mittleres Werra-Steinsalz	visko-elasto-plastisch mit Ver-/Entfestigung	2,1	25	0,25	vgl. Anlage 5.1-2a	
Kaliflöz Thüringen Sylvinit	visko-elasto-plastisch mit Ver-/Entfestigung	2,1	18	0,2	vgl. Anlage 5.1-2e	
Carnallit C _{40...60}		1,7	15	0,25	vgl. Anlage 5.1-2c	
Hartsalz		2,1	22,4	0,21	vgl. Anlage 5.1-2d	
Unteres Werra-Steinsalz	visko-elasto-plastisch mit Ver-/Entfestigung	2,1	25	0,25	vgl. Anlage 5.1-2a	
Salinarbasis (Basaler Zechstein)	elasto-plastisch MOHR-COULOMB	2,5	20	0,3	30	5

Die vorliegende Spezifikation weist als Durchschnittswerte für die Carnallit-führenden Lagerabschnitte im Bereich der beiden Kaliflözhorizonte eine Varietät C₄₀ bis C₆₀ aus, wobei dieser Zuordnung eine summarisch betrachtende Klassifizierung zugrunde liegt, also jeweils durch Mittlung der Gehalte unter Einbeziehung aller vorhandenen mineralischen Wechsel bzw. eingebetteten Zwischenschichten oder Bänke.

Im numerischen Modell wurde dem Lager-Carnallit eine für die entsprechende Varietätsklasse repräsentative Parametrisierung zugewiesen, wobei in den Faziesbereichen Carnallit über Hartsalz und Sylvinit über Hartsalz der an der Basis der dort jeweils aufgefahrenen Baupfeiler

aufgeschlossene Hartsalzfuß immer explizit mitmodelliert worden ist (vgl. Anlagen 5.1-3 und 5.1-4).

Über dem Lager des Kalisalzflözes Hessen sind in einigen Bereichen des Betrachtungsareals auch carnallitisch geprägte Begleitflöze in größerer Mächtigkeit ausgebildet (vgl. Anlage 3-4). Diese Abschnitte wurden innerhalb der beiden Berechnungsmodelle ebenfalls in abstrahierter Form berücksichtigt (vgl. Anlagen 5.1-3 und 5.1-4), wobei in Bezug auf das Eigenschaftsprofil des dort anstehenden Carnallitits, anders als im Bereich des Lagers, hier als abdeckender Ansatz von einer Varietät C_{80} ausgegangen worden ist.

Tabelle 5.1-2: Parameteransätze für das viskose Verformungsverhalten (MINKLEY-Stoffmodell)

Gesteinsschicht / Strukturabschnitt	MAXWELL-Körper				KELVIN-Körper	
	G^M [GPa]	K [GPa]	η_0^M [MPa·d]	m [1/MPa]	G^K [GPa]	η^K [MPa·d]
Oberes Werra-Steinsalz	10	16,7	$1 \cdot 10^{11}$	0,33	6,3	$(1 \cdot 10^{20})$
Begleitflöze Carnallitit C_{80}	6	10	$5 \cdot 10^9$	0,29	2	$(1 \cdot 10^{20})$
Kaliflöz Hessen Carnallitit $C_{40...60}$	6	10	$6 \cdot 10^9$	0,17	2	$(1 \cdot 10^{20})$
Hartsalz	9,3	12,9	$6 \cdot 10^7$	0,18	2,3	$(1 \cdot 10^{20})$
Mittleres Werra-Steinsalz	10	16,7	$1 \cdot 10^{11}$	0,33	6,3	$(1 \cdot 10^{20})$
Kaliflöz Thüringen Sylvinit	7,5	10	$1 \cdot 10^7$	0,29	2	$(1 \cdot 10^{20})$
Carnallitit $C_{40...60}$	6	10	$1 \cdot 10^8$	0,17	2	$(1 \cdot 10^{20})$
Hartsalz	9,3	12,9	$6 \cdot 10^7$	0,18	2,3	$(1 \cdot 10^{20})$
Unteres Werra-Steinsalz	10	16,7	$1 \cdot 10^{11}$	0,33	6,3	$(1 \cdot 10^{20})$

Wie bereits erwähnt, verknüpft das visko-elasto-plastische Stoffmodell nach MINKLEY die für das spezifische Belastungsverhalten spröder Salzgesteine prägende Lastaufnahme- und Entfestigungscharakteristik mit den das Verhalten duktiler Salzgesteine bestimmenden viskosen Eigenschaften (vgl. Abb. 5.1/1).

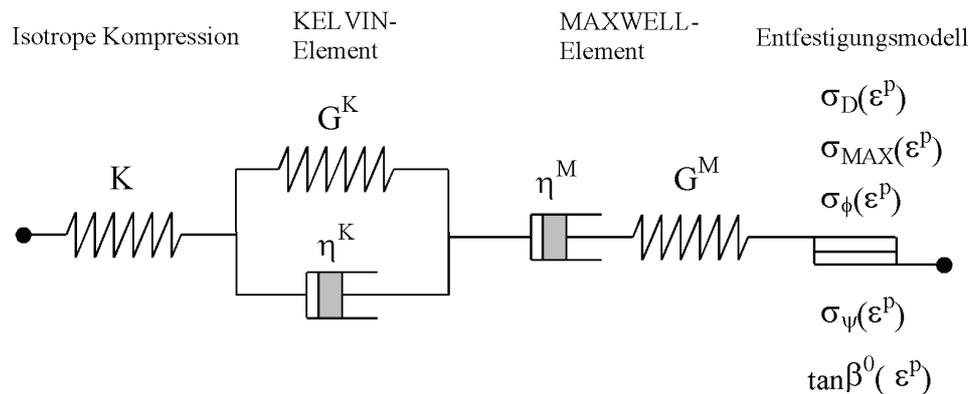


Abbildung 5.1/1: Visko-elasto-plastisches Stoffmodell nach MINKLEY mit Entfestigung und Dilatanz

Das viskose Stoffverhalten kann damit erklärt werden, dass der Umbau der Kristallstruktur den Verformungen nur mit Verzögerung folgen kann. Andererseits kann sich der Spannungs- bzw. Verformungszustand wegen der langsamer, verzögert erfolgenden Änderung der Kristallstruktur auch nach dem Eintreten der äußeren Einwirkung noch ändern (Nachwirkung).

Viskoses Materialverhalten ist dadurch gekennzeichnet, dass die Verformung bei konstanter Spannung ($\dot{\sigma} = 0$) anwächst und die Spannung bei konstanter Dehnung ($\dot{\epsilon} = 0$) abnimmt. Diese Erscheinungen werden Kriechen und Relaxation genannt.

Während es bei plastischen Materialien erst beim Erreichen der Fließgrenze zu plastischen Verformungen kommt, können viskose Verformungen bei jedem Spannungszustand eintreten. Im Kriechprozess werden allgemein 3 Phasen unterschieden. Das so genannte *primäre* Kriechen tritt unmittelbar nach Belastungsbeginn ein und ist durch die Parameter G^K und η^K des KELVIN-Modells bestimmt. In der anschließenden *sekundären* Kriechphase ist nur die MAXWELL-Viskosität η^M für die Verformungen bestimmend. Das *tertiäre* Kriechen ist verbunden mit einem dilatanten Entfestigungsprozess, der zum Kriechbruchversagen führen kann.

Die Auswertung zahlreicher Kriechversuche an Salzgesteinen hat zu dem Ergebnis geführt, dass die Parameter der rheologischen Modelle wie die plastischen Parameter ebenfalls signifikant vom augenblicklichen Zustand abhängig sind. Die Spannungsabhängigkeit der Kriech-eigenschaften im visko-elasto-plastischen Modell wird nach einem Ansatz von LUX (1984) über eine exponentielle Abhängigkeit der MAXWELL-Viskosität von der deviatorischen Spannung oder Vergleichsspannung σ_V berücksichtigt:

$$\eta^M = \eta_0^M \cdot e^{-m \cdot \sigma_V}$$

$$\text{mit } \sigma_V = \sqrt{0,5 \cdot (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} .$$

Die erforderliche Zuweisung der viskosen Materialeigenschaften innerhalb der Modellierung erfolgte zwar grundsätzlich auf der Basis bereits vorliegender Untersuchungsergebnisse zur Determinierung des kennzeichnenden Kriechverhaltens der lokal anstehenden Salzgesteine, bei der Vorgabe dieser Kenngrößen sind aber häufig auch gewisse Anpassungen notwendig, die einerseits die regionale Charakteristik des salinaren Gebirgsverbandes widerspiegeln, zum Teil jedoch auch auf modellimmanente Einflussfaktoren (z. B. durch Übertragung räumlicher Abbaustrukturen in eine ebene Modellbetrachtung) zurückzuführen sind. Aus diesem Grunde wurden die das viskose Verformungsverhalten bestimmenden Modelleingabegrößen (Tabelle 5.1-2) im Zuge eines im Wechsel abgleichenden-anpassenden Vorgehens vorab nochmals auf Basis der real in situ beobachteten Konvergenz- und Senkungsentwicklung kalibriert, wobei die diesbezüglich notwendigen Variationsrechnungen im vorliegenden Fall ausschließlich mit dem SW-NE-Modellschnitt (Schnitt B-B') durchgeführt worden sind. Längs des Modellschnitts A-A' war eine gleichwertige Kalibrierung nicht möglich, da hierfür insbesondere im Bereich der beiden Bausohlen jeweils eine zu geringe Anzahl an Konvergenzmessstellen vorlag (vgl. Anlagen 4.5.1-1a und 4.5.1-3a), durch deren Messbild das örtliche untertägige Bewegungsverhalten über einen ausreichend großen Zeitraum bzw. bis zur Gegenwart erfasst worden ist. Auf das Ergebnis des entsprechenden Anpassungsprozesses am Schnitt B-B' wird innerhalb des nachfolgenden Abschnitts nochmals ausführlicher eingegangen.

In beiden Modellschnitten wurde das jeweilig erfasste Kammer-Pfeiler-System im Niveau der 1. und 2. Sohle sowie im Bereich des Steinsalzreviers ausschließlich explizit abgebildet, d. h. als aneinandergereihte Kammer-Pfeiler-Abfolge unter Wiedergabe der jeweils örtlich vorliegenden Charakteristik (spezifische Gewinnungsparameter, Bauhöhe, Lagerausbildung usw.). Außerhalb der Teilareale mit Langkammerabbau stellt sich dabei das Problem, dass zur Wiedergabe adäquater Lastfaktoren die im Berechnungsmodell berücksichtigten Systemgrößen für alle Tragpfeiler mit quadratischer oder rechteckiger Grundflächenform zunächst auf die Anforderungen bzw. Randbedingungen des verwendeten zweidimensionalen Modellierungsansatzes übertragen werden müssen. Im vorliegenden Fall betrifft dies ausnahmslos die jeweils im room-and-pillar (r+p) aufgefahrenen Gewinnungsfelder auf der 2. Sohle sowie das Steinsalzrevier (vgl. Anlagen 5.1-3 und 5.1-4). Die notwendige lastfaktororientierte Anpassung erfolgte hier durch eine moderate Verkleinerung der modellierten Pfeilerbreiten bei entsprechender Vergrößerung der jeweiligen Systemgröße, da dieses Vorgehen den wesentlichen Vorteil besitzt, dass das spezifische Schlankheitsmaß der abgebildeten realen Tragelemente nahezu beibehalten wird bzw. für die Modellpfeiler in konservativer Weise immer eine etwas schlankere Form als in situ vorliegend vorgegeben wird. Die ermittelten Systemgrößen für den Aus-

gangszustand in situ und die innerhalb der Modellierung angesetzten adaptieren Verhältnisse sind in den Anlagen 5.1-3 und 5.1-4 nochmals im Detail ausgewiesen.

In diesem Zusammenhang ist ergänzend anzumerken, dass mittels der beiden eingesetzten numerischen Berechnungsmodelle ja eine gebirgsmechanische Bewertung erfolgen soll, deren Ergebnis für alle Baufeldareale im Lasteinwirkungsbereich der Halde und ihrer geplanten Erweiterung abdeckend ist, d. h. im Rahmen der in situ gegebenen Bandbreite müssen dabei auch die jeweils ungünstigsten Verhältnisse und Entwicklungsszenarien berücksichtigt bzw. betrachtet werden. Aus diesem Grund wurden bei der Erstellung beider Modelle auch bewusst nicht die spezifischen Strukturvorgaben längs des unmittelbaren Schnittverlaufs direkt umgesetzt, sondern zusätzlich die Verhältnisse und Gegebenheiten innerhalb eines wesentlich größeren Betrachtungsbereichs mit einbezogen und dabei die durch die Modelle wiedergegebenen Verhältnisse so adaptiert, dass diese in Bezug auf die zu untersuchende Aufgabenstellung repräsentative und abdeckende Bewertungsaussagen liefern.

Alle wesentlichen in den beiden Schnittmodellen berücksichtigten Vorgaben zur Lagerausbildung, zur Dimensionierung des örtlichen Gewinnungssystems und der gebauten Höhe sowie zum Zeitpunkt der Abbautätigkeit und ggf. der Versatzeinbringung für die Bereiche der 1. und 2. Sohle sowie des Steinsalzreviers sind in den Anlagen 5.1-3 und 5.1-4 nochmals übersichtlich zusammengefasst.

Bei der Beurteilung der dynamischen Stabilität von bergbaulichen Tragsystemen im Salz sollte, insbesondere bei direkt im Pfeiler oder am Kontakt zum Hangenden und Liegenden auftretenden Schichtübergängen bzw. Schwächeflächen, der Problematik des spezifischen Trennflächenverhaltens eine wesentliche Bedeutung beigemessen werden.

Sprödbrüche mit seismischer Energiefreisetzung sind in situ jeweils dann zu beobachten, wenn im Gebirgsmassiv ein größerer Entfestigungsvorgang unter plötzlichem Spannungsabfall eintritt. Die Entfestigung kann dabei im Gestein selbst oder auch entlang vorhandener Schwächeflächen – im Salzgebirge etwa Schichtflächen oder vergleichbare Diskontinuitäten – ablaufen.

Unter Verweis auf die spezifischen Randbedingungen, die im vorliegenden Fall im Bereich des bewertungsrelevanten Betrachtungsgebiets untertage gegeben sind (größere Areale mit horizontal segmentierten Pfeilern und Carnallit-Führung, teilweise angebaute carnallitische Begleitflözabfolge im Hangenden), ist davon auszugehen, dass auch das Festigkeitsverhalten der existierenden Schwächeflächen die Stabilitätsentwicklung im System wesentlich mitbestimmt und deshalb dieses Verhalten innerhalb der numerischen Untersuchungsrechnungen in geeigneter Weise abgebildet werden sollte.

Für diesen Zweck steht ein spezielles, am IfG entwickeltes Schermodell (IfG, 2005b) zur Verfügung, mit dem das experimentell belegte verschiebungsweg- und geschwindigkeitsabhängige Scherverhalten in zweckmäßiger Form beschrieben werden kann.

Die Berücksichtigung des realen Scherverhaltens ist dabei im vorliegenden Fall insbesondere für die im Bereich des Abbausystems aufgeschlossenen Kontaktflächen zum Carnallitit wichtig, da die Entwicklung der Festigkeit an diesen Trennflächen darüber entscheiden kann, ob sich ein mögliches begrenztes initiales Bruchereignis im sprödbuchanfälligen Carnallitit ggf. zu einem deutlich größeren dynamischen Versagensvorgang ausweitet.

Vor diesem Hintergrund wurden alle in der Modellierung abgebildeten Carnallitit-Kontakte (Lagerhorizont und Begleiflöze) in entsprechender Weise sensitiv erfasst, bei Zuweisung einer Parametrisierung, die im Ergebnis einer Vielzahl von Scherversuchsdurchführungen an Carnallitit/Steinsalz-Schichtflächen ermittelt worden und in der Tabelle 5.1-3 dargestellt ist.

Tabelle 5.1-3: Schermodellparameter zur Beschreibung des Trennflächenverhaltens an den Carnallitit-Kontakten

Restreibungswinkel	ϕ_R	27°
Aufgleitwinkel	i_0	15°
Druckfestigkeit Kontaktfläche	σ_K	10 MPa
Krümmungsparameter	K1	1,0
Krümmungsparameter	K2	0,4
Kohäsion	c	1,0 MPa
maximale Differenz Haft-Gleitreibungskoeffizient	$\Delta\mu_{MAX}$	0,6
Entfestigungsdistanz	L1	3 mm
Entfestigungsdistanz	L2	10 cm
Abstandsparameter	r	0,05
Geschwindigkeitsfaktor	b_S	1,2
kritische Scherverschiebungsgeschwindigkeit	v_K	0,00001 mm/s
Schersteifigkeit	k_S	10 GPa/m
Normalsteifigkeit	k_N	10 GPa/m

Dem Scherverhalten aller anderen im Schnittmodell reproduzierten Schichtgrenzen ohne Carnallitit-Beteiligung wird dagegen keine signifikante Bedeutung im Zusammenhang mit der zu behandelnden Bewertungsaufgabe zugeordnet – ihnen wurde deshalb jeweils eine MOHR-COULOMB-Festigkeit zugewiesen, deren Größe in etwa der geringeren Gesteinsfestigkeit der beiden angrenzenden Gebirgsschichten entspricht.

Große Teile der Versatzreviere 38 und 0 im Bereich der 2. Sohle wurden bereits verfüllt – ein Abschluss der gegenwärtig noch aktiv durchgeführten UTV-Versatzmaßnahmen ist bis 2025 geplant.

Da diese Versatztätigkeit einerseits die dynamische Stabilitätssituation in den betreffenden Abbauarealen maßgebend beeinflusst und zum anderen aufgrund der bestehenden Auswirkungen auf das untertägige Konvergenzverhalten auch die langfristige Beanspruchungsentwicklung im Bereich der salinaren Schutzschichten berührt, muss der entsprechende Verfüllprozess zwingend innerhalb der numerischen Modellierung berücksichtigt bzw. in adäquater Form nachvollzogen werden. Dies erfordert allerdings konkrete Vorgaben zum spezifischen Festigkeits- und Konsolidierungsverhalten der jeweils eingebrachten Versatzstoffe, wobei sich in diesem Zusammenhang die Schwierigkeit ergibt, dass über den Gesamtzeitraum des bisherigen Versatzbetriebs keine einheitlich gleichbleibenden qualitativen Anforderungen an die Verfüllstoffe zum Nachweis der Eignung als Versatz galten, sondern die diesbezüglich verwendeten Kriterien unter dem Aspekt einer praktikablen Anwendbarkeit sowie der bestehenden technologischen Erfordernisse fortlaufend weiterentwickelt und angepasst wurden.

Vor diesem Hintergrund wurden die im Modell dem Versatz zugeordneten Eigenschaften so gewählt, dass diese durch alle im Zeitverlauf in situ eingebrachten Stoffe erfüllt werden, sich also demgemäß als eine Art übergreifende Mindestanforderung auslegen lässt. Diesbezüglich ist auf die bereits zu Beginn des UTV-Betriebs geltende Festlegung zurückgegriffen worden, dass alle einbringfähigen Versatzstoffe bei Wiedererreichen der ursprünglichen Gebirgsdruckbelastung nur maximal 50 % Volumenkonsolidierung aufweisen dürfen. Alle in der Folge entwickelten Kriterien zum Nachweis der Versatzeignung unter Berücksichtigung weiterer bestehender Erfordernisse haben diese Ausgangsanforderungen jeweils übernommen bzw. halten diese sicher ein.

Zur modellmechanischen Beschreibung des Versatzmaterials, welches unter Belastungsaufnahme im Regelfall ein ausgeprägtes Konsolidierungsvermögen aufweist, wurde das elastoplastische Stoffmodell „double yield“ verwendet. Dieses berücksichtigt neben einer Fließgrenze nach MOHR-COULOMB als weitere Grenzbedingung eine maximal ertragbare Versatzdruckgröße p_V mit

$$p_V = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 \quad : \quad \text{Hauptnormalspannungen,}$$

die als Funktion der jeweils realisierten plastischen volumetrischen Verformung ε_{vp} vorzugeben ist. Die entsprechende Abhängigkeit $p_V(\varepsilon_{vp})$ kann über Oedometerversuche für jeden einzelnen Versatzstoff separat ermittelt werden.

Im vorliegenden Fall wurde, wie bereits ausgeführt, in konservativer Weise davon ausgegangen, dass als einzige Forderung für den im Modell berücksichtigten Versatzstoff gilt, dass unter Gebirgsdruckbelastung nur eine volumetrische Konsolidierung um bis zu 50 % seines Ausgangsvolumens eintreten darf.

Zur Beschreibung des mit dieser Anforderung korrespondierenden Versatzverhaltens innerhalb der numerischen Modellierung wurde ausgehend von den Ergebnissen realer Versuchsdurchführungen eine charakteristische Versatzdruckkurve für sehr langsame Verformungsraten (Größenordnung kriechbedingte Hohlraumkonvergenz) vorgegeben (vgl. Anlage 5.1-5), die die zugrunde liegende Zielstellung sehr gut erfüllt. Der Verformungswiderstand des modellierten Versatzes entwickelt sich gemäß der dargestellten Verlaufsform zunächst nur äußerst gering ansteigend und erreicht erst im Bereich des primären Gebirgsspannungszustandes Kompaktionsgrößen von annähernd 50 %.

Die Fließgrenze nach MOHR-COULOMB ist bei den in diesem Kontext durchgeführten Betrachtungen nicht relevant und hier deshalb inaktiv.

5.2 Statische Berechnungen

Wie bereits ausgeführt, hat es sich für die Bearbeitung der gegebenen gebirgsmechanischen Fragestellungen als zweckmäßig erwiesen, die Begutachtung anhand von zwei unterschiedlichen ebenen Berechnungsmodellen durchzuführen, die in ihrer Schnittführung durch das zu betrachtende Bewertungsgebiet unter Berücksichtigung der dort vorliegenden Verhältnisse so angelegt wurden, dass mit den Ergebnissen der entsprechenden Belegrechnungen verschiedene Untersuchungsinhalte abgedeckt werden und die daraus abgeleiteten Bewertungsaussagen sich gegenseitig ergänzen.

Wesentliche Voraussetzung für ein belastbares Bewertungsvorgehen ist zunächst, die bergbauliche Beanspruchungsgeschichte innerhalb der durch die numerischen Berechnungsmodelle abgebildeten Grubenbereiche bis zum gegenwärtigen Ist-Stand adäquat nachzuvollziehen, da die hinreichend exakte Reproduktion dieser Prozesse und Abläufe jeweils Bedingung dafür ist, dass auch das zukünftig erwartete Entwicklungsgeschehen durch die Modelle zutreffend wiedergegeben wird, die Modelle also prognosefähig werden.

Zur Überprüfung, inwieweit die reale bergbauliche Beanspruchungsgeschichte durch die Modellierung repräsentativ nachvollzogen wird, erfolgt im Regelfall ein Abgleich zwischen dem berechneten sowie dem in situ beobachteten Gebirgsbewegungsverhalten, etwa anhand der zeitlichen Senkungsentwicklung oder durchgeführten Konvergenzmessungen.

Dabei muss sichergestellt sein, dass die jeweils miteinander verglichenen Beobachtungspunkte im Modell und in situ auch in Bezug auf ihre Lage bzw. Positionierung zueinander kompatibel sind.

Im vorliegenden Fall wurde diese entsprechende Kalibrierung an dem SW-NE-orientierten Schnittverlauf (Schnitt B-B') vorgenommen.

Die Initiierung des primären Gebirgsspannungszustandes im Schnittmodell zur Abbildung der Verhältnisse vor Anlage der bergmännischen Auffahrungen erfolgte spezifisch für jeden Gebirgsbereich entsprechend Dichte und Mächtigkeit der jeweils aufsitzenden Schichtpakete, wobei die zugewiesene Horizontalspannungsgröße aus der elastischen Spannungs-Verformungsbeziehung bei behinderter Seitendehnung folgt, innerhalb der kriechfähigen Salzgesteinsfolgen des Salinarstockwerks aber eine isostatische Hauptspannungsausbildung vorgegeben wurde.

Ausgehend von dem im Modellschnitt initiierten primären Gebirgsspannungszustand erfolgte innerhalb der ersten Berechnungsphase die etappenweise in Jahresschritten nachvollzogene Reproduktion des bergmännischen Gewinnungsgeschehens sowie des bisherigen Versatzbetriebs in seiner räumlichen und zeitlichen Entwicklung, wie sie in der Anlage 5.1-4 dargestellt ist. So wurden im betreffenden Schnittverlauf entsprechend der vorab durchgeführten chronologischen Einordnung die Abbaukammern auf der 1. Sohle zwischen 1935 und 1948, die auf der 2. Sohle (außer Nahfeld Schacht Hattorf) im Zeitraum 1986 bis 1990 angelegt. Zudem ist durch sukzessive Aktivierung der Materialdichten im Bereich des modellierten Haldenkörpers die fortschreitend von NE nach SW erfolgte Aufhaldungsentwicklung innerhalb des Zeitraums von 1983 bis 2012 nachgebildet worden (vgl. Anlage 5.1-1b).

Für das Schüttmaterial selbst wurde dabei im numerischen Modell teils eine deutlich geringere Dichte vorgegeben, als unter den realen Bedingungen bei der Aufhaldung in situ tatsächlich erreicht wird. Die aufgehaldeten Aufbereitungsrückstände kompaktieren nach der Verbringung vor Ort mit einer Primärdichte zwischen 1,3 bis 1,5 t/m³ allein unter dem Eigengewicht im Kernbereich des Haldenkörpers bis auf ca. 2 t/m³.

Jeder Lasteintrag an der Tagesoberfläche wird aufgrund der moderierenden Übertragungswirkung durch die Deckgebirgsschichten mit zunehmender Teufe auf eine immer größere Fläche verteilt. Bei einer Flächenlast, wie im Fall eines Haldenkörpers, ist untertage nur dann die volle Wirkung der übertage aufsitzenden Zusatzbelastung anzusetzen, wenn in Bezug auf die konkret betrachtete Teufenlage Vollflächenbedingungen vorliegen.

Diese Voraussetzung ist aufgrund der bestehenden Abstandsweite zwischen der Haldenaufstandsfläche und den untertägigen Auffahrungsbereichen auch unter Berücksichtigung der erheblich vergrößerten Haldenausdehnung nach Umsetzung der geplanten Erweiterung weder für die 1. und 2. Abbausohle (vgl. Anlagen 4.4-1a /-2a) noch das Steinsalzrevier (Anlage 4.4-3a) erfüllt, d. h. die effektive Zusatzbelastung durch die Aufhaldung für das Pfeilertragsystem untertage ergibt sich nicht einfach aus der mittleren Aufschüttungshöhe multipliziert mit der Wichte des Haldenmaterials, sondern ist in Abhängigkeit von der jeweilig betrachteten Lage unter der Aufhaldung stets mehr oder weniger abgemindert.

Bei einer ebenen Modellierung wird für jede Struktur von einer unendlichen Erstreckungstiefe ausgegangen. Dies bedeutet, dass auch der Belastungseintrag durch den modellierten Haldenkörper numerisch so berücksichtigt wird, als ob dieser in Richtung normal zur jeweiligen Schnitt- bzw. Betrachtungsebene von unbegrenzter Ausdehnungslänge wäre. Ein solcher Ansatz ist unter bestimmten Randbedingungen auch annähernd zutreffend und prinzipiell zulässig – so bspw. bei der Wiedergabe von Langpfeilern (vgl. Anlagen 5.1-3a /4a) oder aber wenn eine lang gestreckte Haldenform vorliegt, die durch das Modell jeweils quer zu deren Vorzugsrichtung geschnitten wird (vgl. Anlage 5.1-1a, in Bezug auf den bereits bestehenden Haldenkörperbereich im Aufschüttungsintervall 2001-2013). Verläuft die Schnittspur allerdings so, dass die real räumlichen Verhältnisse in der Tiefe durch den ebenen Modellierungsansatz erheblich verfälscht wiedergegeben werden, etwa bei dem SW-NE-orientierten Modellschnitt durch die Erfassung der übertägigen Haldenstruktur in ihrer Längsrichtung (vgl. Anlagen 3.1 und 5.1-1b), ist diese modellimmanente Einschränkung entsprechend zu kompensieren, da sich etwa bei Zuweisung der realen Haldenmaterialdichte von 2 t/m^3 im Modell eine deutlich überhöhte Belastungswirkung unterhalb des aufsitzenden Haldenkörpers abbilden würde.

Zur Wiedergabe einer der realen Haldengröße übertage entsprechenden effektiv abgeminderten Belastungswirkung wurden innerhalb der beiden numerischen Berechnungsmodelle, in Abhängigkeit von der spezifischen örtlichen Situation, für die jeweils reproduzierten Aufhaldungsstrukturen Dichten zwischen $1,4$ bis $2,0 \text{ t/m}^3$ berücksichtigt.

Eine geeignete Kalibrierung auf Basis des real erfassten Senkungsgeschehens durchzuführen, zeigte sich als relativ schwierig, da einerseits die Messpunktdichte im Betrachtungsgebiet verhältnismäßig gering ist (vgl. Anlage 4.5.2-1a) und zum anderen im Nahfeld der Aufhaldung nur bedingt miteinander vergleichbare Verhältnisse zwischen der Modell- und der Übertagesituation in situ vorliegen.

Für die entsprechende Betrachtung wurde schließlich der Höhenmesspunkt 1054 ausgewählt, welcher sich im nordwestlichen Vorfeld des Aufhaldungsareals Hattorf befindet (vgl. Anlage

4.5.2-1a), da der an diesem Punkt erfasste Senkungsverlauf, aufgrund der frühen Messaufnahme im Jahre 1956, sowohl das Senkungsgeschehen allein durch die Konvergenz der Abbaue auf der 1. Sohle als auch etwa ab 1984 durch die 1. und 2. Sohle zusammen wiedergibt (vgl. Anlage 4.5.2-1b).

Darüber hinaus wurde für die Modellkalibrierung noch je eine Konvergenzmesstelle auf der 1. (KV 1077, vgl. Anlage 4.5.1-1) und der 2. Sohle (KV 2520, vgl. Anlage 4.5.3-1) einbezogen.

Im Ergebnis eines iterativen Anpassungsvorgehens konnte durch moderate Modifizierung der dem Salzgebirge jeweils zugeordneten viskosen Verformungseigenschaften (vgl. Tabelle 5.1-2) am Ende einer Reihe hierzu durchgeführter Variationsrechnungen eine relativ gute Übereinstimmung zwischen dem real an den betrachteten Referenzmesspunkten erfassten Gebirgsbewegungsverhalten und dem Vergleichsbild der numerischen Modellnachrechnung erreicht werden (vgl. Anlagen 5.2-1a und 5.2-1b).

Die im Jahr 1935 auf der 1. Sohle beginnende Auffahrungsgeschichte wurde einmal ohne und einmal mit Nachbildung des übertägigen Aufhaldungsprozesses nachvollzogen (Anlage 5.2-1a). Im Vergleich der beiden Ergebnisse wird sehr deutlich, wie stark die Konvergenzraten innerhalb der Abbaubereiche unterhalb der Aufhaldungsfläche aufgrund des dort zusätzlich wirkenden Belastungseintrags ansteigen. Im Zeitabschnitt bis Mitte der 1980er Jahre, in dem das örtliche Senkungsgeschehen ausschließlich durch die Konvergenz der 1. Sohle bestimmt wird, zeigen die Verläufe der betrachteten Modellbeobachtungspunkte eine generell gute Übereinstimmung zu der in situ am Referenzpunkt 1054 erfassten Absenkungsentwicklung. Nach Aufnahme des Gewinnungsbetriebs auf der 2. Sohle steigen die sich darstellenden Senkungsgeschwindigkeiten deutlich an, was sich jeweils im Ergebnisbild beider Berechnungsfälle abbildet (vgl. Anlage 5.2-1a), eine zufriedenstellende Korrelation zum Messverlauf am Punkt 1054 ergibt sich allerdings nur bei entsprechender Berücksichtigung des Aufhaldungsgeschehens bzw. der daraus resultierenden Belastungswirkungen.

Dabei ist zu beachten, dass der Höhenmesspunkt 1054 real natürlich anders als die Mehrzahl der betrachteten Vergleichspunkte im Modell außerhalb der unmittelbaren Haldenaufstandsfläche liegt, in dem entsprechenden Grubenbereich untertage, dessen summarische Konvergenz die Senkungsentwicklung am betreffenden Messpunkt bestimmt, aber durchaus Belastungsanteile durch den im Nahfeld aufsitzenden Schütthaldenkomplex eingetragen werden (vgl. Anlagen 4.4-1a und 4.4-3a).

Bezieht man alle relevanten Einflussfaktoren der übertägigen und untertägigen Situation mit ein, so entsprechen die Gegebenheiten am Messpunkt 1054 im untersuchten Modellschnitt am ehesten den vorliegenden Verhältnissen im Randbereich des abgebildeten Aufhaldungskörpers, wobei in Bezug auf die dort numerisch berechnete Senkungsentwicklung durchaus Ähn-

lichkeiten zu dem in situ erfassten Verhalten festzustellen sind (vgl. Anlage 5.2-1a – Verlauf SMP2 bzw. Mittel zwischen SMP5 und SMP6).

Die Kalibrierungsmöglichkeit anhand der vorliegenden Konvergenzmessungsergebnisse von untertage bietet deutlich bessere Voraussetzungen, da die hierfür ausgewählten Messpunkte in situ deutlich näher an der zur Modellerstellung verwendeten SW-NE-Schnittspur liegen (vgl. Anlagen 4.5.1-1a /-3a), so dass davon auszugehen ist, dass die spezifischen örtlichen Beanspruchungsverhältnisse auch jeweils hinreichend realitätsnah durch das numerische Berechnungsmodell abgebildet werden.

In der Anlage 5.2-1b ist die in den Schnittverlauf projizierte Lage der beiden betrachteten Konvergenzmessstellen 1077 auf der 1. und 2520 auf der 2. Sohle wiedergegeben. Die zum Vergleich herangezogenen Konvergenzmesspunkte im Modell liegen dabei jeweils nicht vollkommen deckungsgleich, sondern wurden bewusst in einen Bereich mit vergleichbarer Abbau- bzw. Beanspruchungssituation gesetzt.

Stellt man die gemessene und die berechnete Konvergenzentwicklung gegenüber, so zeigt sich an beiden Betrachtungspunkten eine äußerst gute Übereinstimmung, wobei zu berücksichtigen ist, dass sich bei den Messungen in situ, aufgrund der nur etwas verzögert durchführbaren Instrumentierung, die unmittelbare, schnell ablaufende Nachsetzbewegung des Gebirges im Anschluss an den Gewinnungsprozess meist nicht mit erfassen lässt.

Um nochmals die Größenordnung der durch die Aufhaldung entstehenden Belastungswirkung näher eingrenzen zu können, wurde zusätzlich im Modell die zeitliche Entwicklung der Vertikalspannungsaufnahme an je 2 Tragpfeilern auf der 1. und der 2. Sohle ermittelt (vgl. Anlage 5.2-2).

Die in diesem Zusammenhang erfassten Verläufe zeigen deutlich den sukzessiv erfolgenden Anstieg der Belastungsniveaus untertage aufgrund der von NE nach SW voranschreitenden Haldenentwicklung im Zeitraum 1983 bis 2012, wobei dabei jeweils auch die Auswirkungen des im Modell nachvollzogenen Gewinnungsdurchgangs auf der 2. Sohle erkennbar sind, der den Prozess der Pfeilerfreilegung simuliert und zu einer Erhöhung der Lastaufnahme vom primären Ausgangsspannungsniveau auf die dimensionierungskonforme Pfeilerbelastungsgröße führt.

Gemäß den von K+S durchgeführten Voruntersuchungen (vgl. Abschnitt 4.4) ist unterhalb der Kernzone der Haldenaufstandsfläche mit einem zusätzlichen Belastungseintrag von maximal 2,4 MPa im Gebiet der 1. (vgl. Anlage 4.4-1a) und bis zu 2,2 MPa im Bereich der 2. Sohle (vgl. Anlage 4.4-3a) zu rechnen, was in Bezug auf das primäre Ausgangsspannungsniveau bzw. die spezifische Pfeilerbelastungsgröße jeweils einer Zunahme um höchstens 12 % (1. Sohle) bzw. 10 % (2. Sohle) entspricht.

Die 4 im numerischen Schnittmodell betrachteten Vergleichspfeiler (vgl. Anlage 5.2-2) liegen allerdings nicht im unmittelbaren Zentrum der entsprechenden Belastungskernzone, sondern in einigem Abstand davon, so dass die Größe des dort wirksamen aufhaldungsbedingten Lasteintrags folglich nicht die betreffenden Maximalwerte erreicht. Ordnet man die konkrete Lage der im Modellschnitt beobachteten Messpfeiler dem durch K+S ermittelten Haldenlastverteilungsbild untertage zu (vgl. Anlagen 4.4.1-1a /-3a), so ist an dem südwestlichen Standort (vgl. Anlage 5.2-2 – PfSp1 und PfSp2) von einer haldenlastverursachten Spannungszunahme um ca. 10 % auf der 1. und ~ 7 % auf der 2. Sohle bzw. im Bereich der nordöstlichen Vergleichspfeiler von etwa 4 % auf der 1. (PfSp3) und 3 % im Niveau der 2. Sohle (PfSp4) auszugehen. Wie bereits erläutert, wird der real räumlich erfolgende Abtrag der Haldenkörperauflast in situ innerhalb des ebenen numerischen Modells durch eine angepasste Dichtezuweisung für das entsprechende Aufhaldungsmaterial reproduziert. Stellt man nun die sich im Ergebnis der Modellrechnungen darstellende aufhaldungsverursachte Spannungszunahme an den Vergleichspfeilern (vgl. Anlage 5.2-2) den Erwartungswerten gegenüber, die zuvor anhand der von K+S ermittelten Haldenlastverteilung bestimmt worden sind, so wird hierdurch nochmals die Konservativität des diesbezüglich berücksichtigten Modellierungsansatzes (gewählte Dichtezuweisung für das Haldenmaterial) belegt. Bei allen betreffenden Modellpfeilern liegt die jeweilige aufhaldungsbedingte Belastungszunahme (PfSp1: 10 %; PfSp2: 9 %; PfSp3: 7 %; PfSp4: 6 %) auf oder über dem Niveau der entsprechenden Erwartungswerte, d. h. die reale Haldenlastwirkung wird innerhalb der durchgeführten numerischen Modellrechnungen überwiegend überhöht wiedergegeben bzw. in der Größe überschätzt.

Insgesamt lässt sich in Bezug auf den am SW-NE-orientierten Modellschnitt durchgeführten Kalibrierungsprozess abschließend feststellen, dass im Zuge der erfolgten Anpassungen bei allen zum Abgleich herangezogenen Validierungsgrößen ein relativ guter Übereinstimmungsgrad zwischen dem in situ beobachteten und dem numerisch berechneten Gebirgsverhalten erreicht werden konnte. Damit ist aus gutachterlicher Sicht davon auszugehen, dass das gebirgsmechanische Beanspruchungs- und Verformungsgeschehen innerhalb des betrachteten Grubengebiets durch die entsprechend kalibrierten Modelle in repräsentativer Form wiedergegeben wird und diese auch für weiterführende Prognoserechnungen einsetzbar sind.

Die jeweils im Zuge des dargestellten Vorgehens ermittelten Anpassungs- bzw. Parametergrößen wurden dementsprechend in identischer Form auch innerhalb des anderen NW-SE-ausgerichteten Untersuchungsmodells übernommen.

Ausgehend vom reproduzierten Ist-Stand für das Jahr 2013 wurden anschließend mit beiden Modellen Prognoserechnungen zur Bewertung der zukünftig erwarteten Beanspruchungsent-

wicklungen im Gebirgsbereich unterhalb des Haldenkomplexes durchgeführt, wobei hierfür sowohl das weitere Aufhaldungsgeschehen übertage als auch die noch umzusetzenden Versatzmaßnahmen untertage zu berücksichtigen bzw. nachzubilden waren.

Im Ansatz ist dabei davon ausgegangen worden, dass unter der Annahme, dass die avisierte Haldenerweiterung nach Westen bergbehördlich zugelassen und genehmigt wird, auf dieser zusätzlichen Fläche bis zum Jahr 2050 eine sukzessive Aufhaldung erfolgt, und zum anderen der genehmigte Versatzbetrieb in den beiden örtlichen UTV-Revieren 0 und 38 bis zum Jahr 2025 wie geplant abgeschlossen werden kann.

Anlage 5.2-3 stellt als Ergebnis der hierzu durchgeführten Modellrechnungen die weitere Senkungsentwicklung bis zum Jahr 11925 dar, was bei Aufnahme der örtlichen bergmännischen Gewinnungstätigkeit etwa Anfang der 1930er Jahre einer Standzeit des untertägig aufgefahrenen Abbausystems von annähernd 10.000 Jahren entspricht.

Betrachtet man die sich an den verschiedenen Beobachtungspunkten im Bereich der modellierten Tagesoberfläche darstellende zeitliche Senkungsentwicklung, so zeigt sich generell eine kontinuierliche Verlaufsform mit stetig abnehmender Rate, ohne Phasen mit einem beschleunigten Verhalten. Dies spricht dafür, dass sich der Hohlraumverschluss untertage jeweils harmonisch, im Zuge eines langsam verlaufenden kriechinduzierten Konvergenzprozesses vollziehen wird, bei dem die entfestigungsbedingte Schwächung des Pfeilertragsystems zu keiner Zeit ein nahkritisches Maß erreicht – wäre dies der Fall, könnte die Möglichkeit einer spontanen Auslösung größerer eskalierender Versagensvorgänge, etwa in Form stärkerer dynamischer Verbruchereignisse oder sogar eines Gebirgsschlages, nicht mehr mit hinreichender Sicherheit ausgeschlossen werden.

In diesem Zusammenhang ist nochmals hervorzuheben, dass weite Bereiche auf der 2. Sohle, in denen der Pfeilerverband teils keine dauerstandsichere Dimensionierung aufwies, bereits durch die Einbringung von Versatz ertüchtigt wurden bzw. bis 2025 noch ertüchtigt werden, was auch innerhalb der numerischen Modelle so abgebildet worden ist, wodurch im Ergebnis dieser Maßnahmen das dort unter Umständen bestehende Stabilitätsgefährdungspotential praktisch beseitigt werden konnte.

Darüber hinaus ist es natürlich notwendig, die entsprechenden, allein aus den statischen Betrachtungen abgeleiteten Bewertungsaussagen zum langzeitlichen Stabilitätsverhalten des örtlichen Abbausystems unterhalb der Halde nochmals im Rahmen der nachfolgenden dynamischen Modellberechnungen zu bestätigen.

Hauptaufgabe bei den statischen Untersuchungsrechnungen ist es allerdings, die Entwicklung des gebirgsmechanischen Beanspruchungszustandes der salinaren Schutzschichten zu be-

werten, die die untertägigen Grubenbaue im Betrachtungsgebiet gegenüber den wasserführenden Schichtfolgen im Hangenden und Liegenden abschirmen, um auf dieser Grundlage die dauerhafte Funktionsfähigkeit bzw. die hierfür geforderte Integrität und Dichtheit der vorhandenen Barrieren nachzuweisen. Für diese Bewertung werden folgenden Kriterien herangezogen:

Minimalspannungs- bzw. Frac-Kriterium

$$S_{FI} = \frac{\sigma_{\min}}{p_{FI}} > 1$$

Das Kriterium fordert, dass die kleinste Gebirgsdruckspannung σ_{\min} in der abdichtenden Barriere größer als der in der entsprechenden Teufenlage hypothetisch mögliche Fluiddruckwert p_{FI} sein muss, um ein zunehmendes Durchströmungsvermögen bzw. ein lokales Aufreißen des Gebirgskörpers auszuschließen. Bei einem Sicherheitsfaktor $S_{FI} > 1$ gilt das Kriterium als erfüllt, d. h. ein Eindringen von eventuell anstehendem, mobilen Fluid ist unter den gegebenen Einspannungsbedingungen nicht möglich.

Präzisiertes Minimalspannungs-Kriterium

Die druckgetriebene Generierung von Fließwegen innerhalb eines primär dichten polykristallinen Salzgesteins erfolgt stets in Richtung der größten Hauptspannung, d. h. normal zur Richtung der minimalen Hauptspannungskomponente. Da bei Lagerstätten der flachen Lagerung der hypothetisch mögliche Weg einer vom äußeren Rand der hydrogeologischen Schutzschichten im Hangenden oder Liegenden der Kaliflöze in die dort angelegten Abbaubereiche vordringenden Salzlösung immer annähernd vertikal orientiert sein muss, kann in diesem Falle das präzisierte Frac-Kriterium Anwendung finden, mit dem die im Bereich der salinaren Barrierehorizonte ausgebildete minimale Horizontalspannungsgröße mit dem Maximalwert des hypothetisch angreifenden Flüssigkeitsdrucks verglichen wird:

$$S_{pFI} = \frac{\sigma_{\min,hor}}{p_{FI}} > 1$$

In Analogie zum ursprünglichen Minimalspannungs- bzw. Frac-Kriterium kann auch für den präzisierten Fall ein Vordringen von Lösungen im Salzgestein bei S_{pFI} -Werten > 1 ausgeschlossen werden.

Gemäß den bestehenden Gegebenheiten wurde bei der vorliegenden Begutachtung die entsprechende Bewertung der Integrität und Dichtfunktion für die salinaren Schutzschichteinheiten auf der Grundlage des präzisierten Minimalspannungs-Kriteriums vorgenommen.

In Einklang mit der konservativen Bewertungsabsicht ist dabei jeweils von einer bis zur Tagesoberfläche (Höhe Rasenkante) stehenden, mineralisierten Flüssigkeitssäule mit einer Dichte von $1,1 \text{ g/cm}^3$ ausgegangen worden.

Dilatanz-Kriterium

$$\frac{d\varepsilon_{\text{vol}}}{d\varepsilon_1} \leq 0$$

Dieses Kriterium besagt, dass aus dem sich ergebenden Verformungsgeschehen keine durchschlägigen Gefügebrauchungen bzw. Mikrorisse entstehen dürfen, die aufgrund der damit einhergehenden Permeabilitätszunahme Träger einer Permeation werden könnten.

Der Vorgang der Gefügebrauchung ist mit Dilatanz, d. h. einer Volumenzunahme durch die Ausbildung von Mikrorissen und Rissakkumulationen, verbunden.

Der Punkt, an dem die Volumenänderungsgröße $\Delta\varepsilon_{\text{vol}}$ positiv wird, also dilatantes Verformungsverhalten überwiegt, wird dabei als Dilatanzgrenze bezeichnet. Unterhalb dieser Schranke bleibt die Volumenänderung negativ (Kompaktion) bzw. nimmt bei volumentreuer Verformung den Wert Null an.

Untersuchungen zum Dilatanzverhalten von Steinsalz belegen eindeutig den Zusammenhang zwischen Volumendilatanz, erzeugter Deformationsbeanspruchung und herrschender Druckeinspannung. Bei geringen wirkenden Druckeinspannungen liegt die Dilatanzgrenze deutlich unter den bekannten Deformations- bzw. Dehnungskriterien (z. B. AVERSIN), im Falle hoher Druckeinspannungen sind dagegen größere Deformationen bzw. Dehnungen ohne ein relevantes Dilatanzwachstum möglich. Damit wird deutlich, dass das Dilatanzkriterium auch die früher zur Bewertung herangezogenen Dehnungskriterien mit umfasst und hinsichtlich der einbezogenen Berücksichtigung herrschender Druckeinspannungen erweitert und qualifiziert.

Mit dem visko-elasto-plastischen Stoffmodell nach MINKLEY lassen sich die Gebirgsbereiche mit dilatanten Gefügebrauchungen direkt ausweisen. Damit sind die notwendigen Voraussetzungen gegeben, die Intensität und Ausdehnung der abbau- bzw. beanspruchungsinduzierten Auflockerungserscheinungen innerhalb der bewertungsrelevanten Barrierestrukturen unmittelbar zu erfassen und hinsichtlich ihres Gefährdungspotentials in Bezug auf die nachzuweisende Schutzschichtfunktion zu beurteilen.

Die Integrität und Dichtheit der salinaren Schutzschichteinheiten ist dann gewährleistet, wenn innerhalb der anstehenden Barrierschichten sowohl das Minimalspannungs- als auch das Dilatanz-Kriterium über eine ausreichende Mächtigkeit dauerhaft erfüllt bleiben.

Zur Begrifflichkeit der ausreichenden Mächtigkeit wird an dieser Stelle darauf verwiesen, dass im Zuge zahlreicher am IfG durchgeführter back-analytischer Untersuchungen bzw. einer Reihe numerischer Modellrückrechnungen ein Wert für die erforderliche Mindestbarriermächtigkeit von 30 m bestimmt wurde, bei dessen Einhaltung unter statischen Beanspruchungsbedingungen eine Gefährdung der gegebenen Schutzschichtfunktion nicht zu besorgen ist. Die damit fixierte Größe für die Mindestbarrierausdehnung wurde durch die vorliegende Bearbeitung in der Weise übernommen, dass hier gefordert wird, dass jeweils beide Nachweiskriterien in einem wenigstens 30 m mächtigen Schutzschichtbereich zu jedem Moment innerhalb des bewertungsrelevanten Betrachtungszeitraums erfüllt sein müssen, um den langzeitlichen Integritätserhalt sowie die Dichtfunktion sicher zu belegen.

Konform mit dem zuvor erläuterten ist es demgemäß sinnvoll, die entsprechende Nachweisführung auf Grundlage der numerischen Modellberechnungen jeweils anhand flächiger Darstellungen zur Beanspruchungssituation bzw. dem Kriteriumsstatus im Bereich der zu betrachtenden Barrierehorizonte vorzunehmen.

Der hierfür erforderliche Bewertungsvorgang kann im Rahmen der entsprechenden Bearbeitung allerdings ausschließlich für einige repräsentative Zeitstände erfolgen, wobei durch die vorgenommene Vorauswahl sichergestellt sein muss, dass hierdurch alle über den betreffenden Betrachtungszeitraum auftretenden Beanspruchungszustände sicher abgedeckt werden. Dies erfordert zunächst aber jeweils die Zeitstände zu ermitteln, an denen im Kontext der verwendeten Bewertungskriterien die „kritischsten“ Verhältnisse bzw. Beanspruchungsbedingungen vorliegen. Diese Zeitstände sollten anschließend auch im Rahmen der entsprechenden Nachweisführung betrachtet bzw. im Detail ausgewertet werden.

Die Mächtigkeit der salinaren Schutzschichten im Gebiet der Haldenlasteinwirkung erreicht in allen durchbauten Bereichen der 1. und 2. Sohle bzw. des Steinsalzreviers die bergbehördlich geforderte Mindestgröße von 50 m vertikaler Ausdehnung. Da in diesem Fall also keine besondere Exponierung durch eine örtlich reduzierte Schutzschichtausbildung vorliegt, lässt sich erfahrungsbasiert davon ausgehen, dass die im Vergleich „kritischsten“, aus dem langfristigen Konvergenzprozess untertage erwachsenden Beanspruchungszustände jeweils im Bereich der in die Bewegung des nachsetzenden Deckgebirgsverbandes deutlich stärker eingebundenen Hangendbarriere, also primär das Obere Werra-Steinsalz, in Erscheinung treten werden.

Demgemäß wurde bei den durchgeführten numerischen Langzeitmodellrechnungen als Indikator für die Entwicklung der Hangendschutzschichtbeanspruchung jeweils die Größe der minimalen Horizontaleinspannung $\sigma_{\min, \text{hor}}$ an einer Vielzahl im Oberen Werra-Steinsalz positionierter Beobachtungspunkte erfasst (vgl. Anlage 5.2-4), um so einerseits eine Bewertung der sich darstellenden tendenziellen Entwicklung bis zum Eintritt quasistatischer Verhältnisse zu ermöglichen und andererseits auch jeweils die konkreten Zeitstände davor zu ermitteln, an denen die „kritischsten“ Beanspruchungszustände vorliegen, um diese anschließend dann einer detaillierten Auswertung zuzuführen.

Als potentiell kritisch wird dabei zunächst jeder Zeitpunkt eingeordnet, an dem der Verlauf der erfassten minimalen Horizontalspannungsgröße an irgendeinem Punkt in der Barriereerstreckung ein Minimum erreicht, noch völlig unabhängig davon, ob sich auf Basis der beiden spezifischen Bewertungskriterien dann tatsächlich ein kritisches Beanspruchungsmaß bestätigt oder nicht.

In der Anlage 5.2-4 ist zu beiden Berechnungsmodellen die konvergenzbeeinflusste Entwicklung der Einspannungsverhältnisse im Bereich der salinaren Hangendschutzschicht wiedergegeben. Danach sollten als potentiell kritische Zeitpunkte mit einem Minimumdurchgang die folgenden Berechnungsstände in detaillierter Form ausgewertet werden:

SW-NE-Modellschnitt: Ist-Zustand (Jahr 2013) zzgl. nach 1000, 2000, 4000 und 10.000 Jahre Standzeit (vgl. Anlage 5.2-4a)

NW-SE-Modellschnitt: Ist-Zustand (Jahr 2013) zzgl. nach 500, 1000, 3000 und 10.000 Jahre Standzeit (vgl. Anlage 5.2-4b)

Die Festlegung der betreffenden Betrachtungszeitpunkte erfolgte dabei unter Zugrundelegung aller Kurvenverläufe etwas vereinheitlichend sowie partiell zusammenfassend, allerdings stets mit der Maßgabe, dass dies zu keiner Beeinträchtigung in Bezug auf die Exaktheit bzw. Zuverlässigkeit der im Ergebnis abgeleiteten Bewertungsaussagen führt.

In den Anlagen 5.2-5 (SW-NE-Modellschnitt) und 5.2-6 (NW-SE-Modellschnitt) sind die entsprechenden Befunde der verschiedenen durchgeführten Detailauswertungen dargestellt.

Bestimmt wurde zunächst jeweils das präzisierte Minimalspannungs-Kriterium für den gesamten salinaren Gebirgsabschnitt unter Berücksichtigung einer bis zur Tagesoberfläche stehenden mineralisierten Lösungssäule, wobei für die Nachweisführung hinsichtlich einer dauerhaft gegebenen Schutzschichtfunktion (Integritätserhalt und Dichtheit) ausschließlich die Lage und Reichweite der Zonen mit $S_{pFI} \leq 1$ (Kriterium verletzt) entscheidende Bedeutung besitzen. Die Bereiche, in denen das Kriterium verletzt ist, wurden innerhalb der weiteren Ergebnisbilder noch-

mals farblich herausgehoben bzw. rot kenntlich gemacht – ebenso wie im Fall des zweiten bewertungsrelevanten Kriteriums, dem Dilatanz-Kriterium (verletzt bei Dilatanz > 0).

Für eine bessere Auswertbarkeit der vorliegenden Befunde wurden abschließend jeweils alle Zonen, in denen sich zumindest eines der beiden Kriterium verletzt zeigt, in Überlagerung dargestellt.

Die vorliegenden Berechnungsergebnisse belegen, dass unter statischen Beanspruchungsverhältnissen zu keinem Zeitpunkt mit einem Verlust der primär gegebenen Funktionsfähigkeit der salinaren Schutzschichten im Hangenden und Liegenden der Grubenbaue zu rechnen ist, die Dichtheit und Integrität der abschirmenden Steinsalzbarrieren bleibt somit dauerhaft erhalten.

Es treten zwar temporär in bestimmten Bereichen auch partiell größere Kriteriumsverletzungen innerhalb der Salinarbarriere in Erscheinungen – so etwa in Bezug auf das Minimalspannungs-Kriterium im SW-NE-Modell bei 1000 und 2000 Jahren Standzeit auf etwa 1550 m Erstreckungslänge im Oberen Werra-Steinsalz (vgl. Anlagen 5.2-5b und -5c) sowie im NW-SE-Modell nach 500 Jahren Standzeit bei ca. 1900 m Länge am Top der Hangendschutzschicht (Anlage 5.2-6b) – dabei wird aber nie die erforderliche Mindestbarrieremächtigkeit von 30 m vertikale Höhe unterschritten, bei dessen Einhaltung die Schutzschichtfunktion sicher gewährleistet bleibt. Zudem ist festzustellen, dass die verhältnismäßig geringen Einspannungsgrößen im Bereich dieser Zonen, in denen sich das Minimalspannungs-Kriterium temporär nicht erfüllt zeigt, langfristig ausnahmslos wieder ein höheres, praktisch unkritisches Niveau erreichen, bei dem ein Dichtheitsverlust generell ausgeschlossen werden kann.

Von dilatanter Gefügeflockung ist vornehmlich nur das Nahfeld um die modellierten Abbaubereiche betroffen. Ausschließlich an einer Stelle reicht die ausgebildete Schädigungszone auch deutlich tiefer in die Barrierestruktur hinein (vgl. NW-SE-Modell bei etwa 800 m Erstreckungslänge längs einer schmalen Vertaubungszone auf der 1. Sohle bei direkter Unterlagerung durch das Steinsalzrevier). Allerdings hat sich auch an diesem Punkt bei weitem keine Durchschlägigkeit entwickelt, die ggf. Träger einer Permeation werden könnte – die geforderte Mindestbarrieremächtigkeit von 30 m bleibt allseits und immer gewährleistet. Eine weitergehende Schwächung bzw. Reduzierung der noch intakten Schutzschichtmächtigkeit bis zum Erreichen quasistatischer Beanspruchungsverhältnisse nach dem Eintritt des harmonischen Hohlraumverschlusses kann auf der Grundlage der vorliegenden Berechnungsergebnisse ausgeschlossen werden.

Damit wird im Fazit der numerischen Modellrechnungen bestätigt, dass auch bei einer Erweiterung der Aufhaldungsfläche Hattorf in der geplanten Form, die gegenwärtig vorhandene hydrogeologische Schutzfunktion der salinaren Barrieren unter den erwarteten statischen Bean-

spruchungsbedingungen, also ohne einen Eintritt stärkerer dynamischer Ereignisse, dauerhaft erhalten bleibt. Aus der zusätzlichen Haldenauflastwirkung ergibt sich nur eine relativ geringe Beeinflussung des gebirgsmechanischen Beanspruchungszustandes der salinaren Barrierschichten, die zu keinem Zeitpunkt ein kritisches Maß bzw. einen höheren bewertungsrelevanten Gefährdungsgrad erreicht.

Das im Rahmen dieser Betrachtungen abgeleitete Bewertungsergebnis steht dabei prinzipiell in Übereinstimmung zu allen diesbezüglich bereits vorliegenden Begutachtungsbefunden, anhand derer jeweils der langzeitliche Funktionserhalt der Schutzschichten im Gebiet der Grubenareale unterhalb der Haldenaufstandsfläche bzw. in deren unmittelbaren Nahfeld belegt bzw. nachgewiesen worden ist (bspw. ERCOSPLAN, 2005; IfG, 1999 und 2004).

5.3 Dynamische Berechnungen

Gegenstand der weiteren Bearbeitung war die Untersuchung der dynamischen Stabilitätsverhältnisse für das durch die Haldenlastwirkung beeinflusste Grubenareal.

Innerhalb der hierzu durchgeführten numerischen Modellberechnungen wurde dabei hypothetisch unterstellt, dass im Baufeldbereich unterhalb des Haldenkomplexes eine dynamische Beanspruchung durch den Eintritt stärkerer initialer Anregungsvorgänge erfolgt, deren Ursprung jeweils innerhalb des örtlich angelegten Kammer-Pfeilersystems liegt.

Als plausibelster Mechanismus für die selbstständige Auslösung eines solchen Primärereignisses ist dabei im vorliegenden Fall der plötzliche Eintritt eines größeren Konturbruchversagens oder ein dynamischer Pfeilerverbruchprozess anzusehen, aus dem sich bei einer ausgeprägten Reaktivität des umgebenden Tragsystems auch eine progressive Versagensausweitung bzw. eine Systeminstabilität entwickeln könnte.

Um im Ergebnis der entsprechenden Untersuchungsrechnungen eine konservativ abdeckende Bewertungsaussage sicherzustellen, wurde innerhalb des numerischen Modells jeweils ein Initialereignis mit vergleichsweise hohem Anregungspotential vorsätzlich provoziert, unter Abbildung einer dynamischen Intensität, die unter realen Bedingungen ausschließlich im Fall besonders ungünstiger Ausgangsverhältnisse überhaupt möglich ist (plötzlicher Versagenseintritt eines hochbelasteten sowie relativ großvolumigen Strukturbereiches im Carnallitit). Eine solch ausgeprägte dynamische Sensitivität tritt in situ nur sehr selten in Erscheinung. Demgemäß sind auch im Rahmen der seismischen Überwachung im Gebiet der Werra-Gruben kaum Primärereignisse mit entsprechend stärkerer Intensität zu beobachten. Das untersuchte Beanspruchungsszenario ist insofern ein hypothetischer Ansatz – es gibt keine Anhaltspunkte, dass ein solches Ereignis im Betrachtungsgebiet zu erwarten ist.

Im Modell wurde in Abhängigkeit von der konkreten örtlichen Situation jeweils das schlagartige Bruchversagen eines einzelnen Tragpfeilers auf halber oder ganzer Breite simuliert, wobei das betreffende initiale Versagensausmaß immer so festgelegt wurde, dass für alle untersuchten Betrachtungsfälle in etwa die gleiche primäre Anregungsgröße bzw. -energie zugrunde lag. Demgemäß erfolgte bei Vorliegen relativ schmaler Pfeilergeometrien eine Anregung über die gesamte Breite, während im Falle von gedrungeneren, deutlich breiteren Pfeilerformen für eine annähernd gleichgroße Beanspruchungsintensität nur ein halbseitiges Bruchversagen vorgegeben werden musste.

Auch aus der für die Untersuchungsrechnungen gewählten ebenen Modellbetrachtung ergibt sich gegenüber den realen echt räumlichen Verhältnissen in situ eine Reihe von Konservativitäten. So wird im Modell beispielsweise, da in der Tiefenrichtung des Schnitts jeweils von unendlich langen Pfeilern (ideale Langpfeilerform) ausgegangen wird, im Zuge des simulierten Anregungsvorgangs eigentlich ein initiales Versagen von unendlicher Tiefenersteckung abgebildet – real ist ein solches primär eintretendes Pfeilerbruchereignis natürlich immer räumlich begrenzt und dementsprechend stets von etwas geringerer dynamischer Anregungswirkung. Die Intensität des zugeordneten Anregungsvorgangs wird im numerischen Modell auf Grund dessen generell etwas überschätzt.

Stabilität stellt sich nach der Anregung dann wieder ein, wenn die hierdurch ausgelösten Belastungsverlagerungen vom umgebenden Tragsystem sicher aufgenommen werden können. Im Fall der 2D-Modellierung kann eine solche Lastverlagerung allerdings ausschließlich in der betreffenden Schnittebene erfolgen, unter realen Bedingungen sind daran natürlich jeweils alle Raumrichtungen beteiligt, wenn auch ggf. in sehr unterschiedlichem Ausmaß. Dies führt dazu, dass bei den ebenen Modellberechnungen die Höhe der wirksamen Zusatzbelastung seitlich der Versagenszone meist überschätzt wird sowie sich in Bezug auf den wieder stabilen Lastabtrag unter Umständen etwas zu große Überspannungswerten bzw. -brücken darstellen können.

Es ist in diesem Zusammenhang nochmals hervorzuheben, dass die innerhalb der Modellierung abgebildeten anregungsstarken Initialereignisse zunächst eine hypothetische Annahme darstellen, die notwendig ist, um das dynamische Reaktivitäts- bzw. Stabilitätsverhalten der Abbaubereiche unterhalb der Aufhaldungsfläche belastbar bewerten zu können. Für die reale Situation in situ liegen momentan keine Hinweise dahingehend vor (vgl. Abschnitt 4.5), dass aktuell oder in absehbarer Zeit mit dem Eintritt analoger Anregungsvorgänge bzw. einer vergleichbaren Seismizität zu rechnen ist. Die Möglichkeit einer konvergenz- bzw. verbruchinduzierte Auslösung seismischer Ereignisse deutlich geringerer Intensität kann allerdings auch für die weitere Zukunft nicht grundsätzlich ausgeschlossen werden.

Insgesamt wurden im Zuge der hierzu durchgeführten Betrachtung 7 verschiedene Untersuchungsareale lokalisiert, 2 auf der 1. und 5 auf der 2. Sohle (vgl. Anlage 5.3-1), bei denen ein kritisches dynamisches Gefährdungspotential auf Grundlage der vorliegenden Gegebenheiten zunächst nicht ausgeschlossen werden kann. Das entsprechende potentielle Gefährdungsrisiko begrenzt sich dabei allerdings nicht ausschließlich auf jeweils die Flächen, deren Lage in der risslichen Darstellung der Anlage 5.3-1 hervorgehoben ist. Diese stehen nur stellvertretend für bestimmte spezifische Verhältnisse, bei denen von einer höheren Anfälligkeit in Bezug auf eine zunehmende Instabilisierung des Tragsystems auszugehen ist, die im Gesamtbereich des betrachteten Aufschlussgebiets unterhalb der Aufhaldung aber noch an anderen Stellen in analoger Form vorliegen.

Die in die Darstellung eingetragenen 7 Teilareale mit höherer Ausgangsgefährdung entsprechen hingegen den Abschnitten längs der beiden ebenen numerischen Berechnungsmodelle, an denen jeweils das dynamische Sensitivitäts- bzw. Stabilitätsverhalten unter den betreffenden Systemverhältnissen exemplarisch untersucht worden ist.

Gemäß der Aufgabenstellung soll die Betrachtung das gesamte Grubengebiet abdecken, in dem die bereits bestehende sowie die bis 2050 geplante Aufhaldung überträgt eine zusätzliche Belastungswirkung ausübt. Als Begrenzung des entsprechend zu betrachtenden Bewertungsbereichs legt der Gutachter im vorliegenden Fall den Linienverlauf bei 0,1 MPa Zusatzlast fest (vgl. Anlage 5.3-1), so wie er im Ergebnis der hierzu vorab durchgeführten Berechnungen bestimmt worden ist (vgl. Abschnitt 4.3).

Außerhalb dieses Bereiches liegt der der Aufhaldungsmasse zuzuordnende Belastungsanteil in Teufenlage der Abbausohlen bei weniger als 0,5 % des primären Ausgangsgebirgsspannungsniveaus – bei dieser Größenordnung kann ein relevanter Einfluss auf die Stabilitätssituation bzw. die Standsicherheitsverhältnisse des jeweiligen Hohlraum- bzw. Pfeilersystems praktisch ausgeschlossen werden. Die spezifischen Randbedingungen der örtlich ausgebildeten Charakteristik (Ausweichverhalten der Tragpfeiler im Ensemblemaßstab aufgrund bestehender Mineralisierungs- und Strukturunterschiede, regionale Überzugswirkungen, Abbaukantenwirkung usw.) sind in diesem Fall prinzipiell von wesentlich stärker prägender Bedeutung.

Für die quantitative Einordnung dynamischer Prozessabläufe wird im Allgemeinen die Magnitude, deren Größe ein logarithmisches Maß für die Stärke eines seismischen Ereignisses darstellt, herangezogen. Unter den Bedingungen herdnah zu registrierender Seismizität wird dabei vorrangig die Lokalbeben-Magnitude M_L angegeben, die aus den Schwingwegamplituden

der messtechnisch erfassten kurzperiodischen Raumwellen ermittelt werden kann. Der Magnitudenwert selbst ist auch mit der Größe der im Herd freigesetzten seismischen Energie korrelierbar, wobei zur Umrechnung z.B. die bekannte empirische Beziehung von GUTENBERG & RICHTER (1956)

$$\log \Delta W = 4,8 + 1,5 \cdot M_L$$

oder AHORNER & SOBISCH (1988)

$$\log \Delta W = 3,81 + 1,64 \cdot M_L$$

dient.

Innerhalb dieser Bearbeitung wird für die entsprechende Transformation die Gleichung

$$M_L = \frac{1}{1,64} (\lg \Delta W - 4,8) \quad \text{mit } \Delta W \text{ in J}$$

verwendet, die eine gewisse Modifikation der beiden vorangestellten Beziehungen darstellt, für die bislang im Kalibergbau beobachteten abbauinduzierten seismischen Ereignisse jedoch eine praktikable Anpassung liefert.

Die Bestimmung des Magnitudenwertes erfolgt dabei auf der Grundlage der im numerischen Modellberechnungsergebnis ausgewiesenen Energiebilanz, bei Umlage auf echt räumliche Verhältnisse.

Die Größe der jeweils ermittelten Magnitude lässt zugleich Aussagen hinsichtlich der an der Tagesoberfläche zu erwartenden Erschütterungswirkungen sowie der daraus resultierenden Schadenswahrscheinlichkeit zu. Hierzu ist ergänzend anzumerken, dass gemäß aller bisher vorliegenden Erfahrungen seismische Ereignisse mit einer Magnitudenstärke von $M_L < 3$ keine Schäden an Gebäuden übertage hervorrufen.

Bereich 1Sa

Teufe: ca. 810 m Versatz: unversetzt

Zusatzlast durch Aufhaldung: max. 2,4 MPa

Zunahme Primärbelastungsniveau durch Aufhaldung: bis zu ~12 %

Der betreffende Untersuchungsbereich 1Sa liegt auf der 1. Sohle, unmittelbar unterhalb der bereits bestehenden Haldenerstreckung (vgl. Anlage 5.3-1a). Innerhalb der hier exemplarisch wiedergespiegelten Systemverhältnisse kann die aufhaldungsbedingte Zusatzbelastung ma-

ximal 2,4 MPa erreichen, was im Maßstab des primären Gebirgsausgangsspannungsniveaus einer Erhöhung um bis zu 12 % entspricht.

Als Tragelemente liegen Hartsalzpfeiler vor, deren obere Partien die carnallitischen Begleitflöze aufschließen. Sofern dieses Anbauen des Carnallitits nicht bereits bei der Gewinnung erfolgt ist, könnte sich aufgrund des Eintritts von Firstbrucherscheinungen eine entsprechende Verlagerung der freistehenden Pfeilerhöhe in das Hangende aber auch langfristig vollziehen.

Ausgangspunkt der Betrachtung war zunächst der im SW-NE-Schnittmodell reproduzierte Ist-Zustand, also der Berechnungszeitstand für das Jahr 2013.

Als Anregung wurde das vollständige Bruchversagen eines der inneren 10 m breiten Kammerzwischenpfeiler simuliert (vgl. Anlage 5.3-2a), wobei sich die freie Spannweite im betreffenden Abbau bis auf 50 m erhöht.

Aus dem Entwicklungsverlauf der erfassten Bewegungsenergie (vgl. Anlage 5.3-2b) zeigt sich deutlich, dass die auf das provozierte Pfeilerversagen folgende Gebirgsreaktion sehr schnell abklingt und sich erneut ein stabiler Beanspruchungszustand einstellen kann. Die dementsprechend nicht mehr durch den Bruchpfeiler getragenen Lastanteile werden ohne weiteres vom umliegenden Verband übernommen, der Eintritt größerer Entfestigungsentwicklungen oder gar die Auslösung eines weiteren Pfeilerversagens ist dabei nicht zu beobachten. Das untersuchte Abbausystem besitzt folglich ausreichend große Tragfähigkeitsreserven, so dass eine kritische dynamische Sensitivität bzw. Reaktivität ausgeschlossen werden kann.

Die insgesamt im Zuge des induzierten Versagensprozesses freigesetzte Energiemenge entspricht einer Magnitude von $M_L = 1,6$ bis 1,8, wobei der größte Anteil hiervon eigentlich dem initialen Anregungsvorgang zuzuordnen ist, mit dem der Bruch des Pfeilers provoziert wurde, und der, um dies nochmals ausdrücklich zu betonen, nur eine rein hypothetische Annahme darstellt, um die dynamischen Stabilitätsverhältnisse innerhalb der numerischen Modellierung bewerten zu können.

Insgesamt lässt sich damit feststellen, dass selbst im Falle einer größeren dynamischen Anregung das Tragsystem auf der 1. Sohle im Gebiet unterhalb der Aufhaldungsfläche standsicher bleibt und eine sich eskalierend ausweitende Instabilität ausgeschlossen werden kann. Die Auswirkungen an der Tagesoberfläche sind als gering zu bewerten, eine unverträgliche Beanspruchung bzw. eine hieraus entstehende Gefährdung ist nicht erkennbar.

Dieser Befund wurde auf der Grundlage der gegenwärtig vorliegenden Verhältnisse (Modellzeitstand: Jahr 2013) abgeleitet. Es besteht aber zunächst noch die potentielle Möglichkeit, dass die dynamische Sensitivität bzw. Reaktivität des Tragsystems im Zuge der weiter fort-

schreitenden Entfestigungsentwicklung zukünftig soweit anwächst, dass durch ein vergleichbar starkes Primärinitial dann doch eine progressive Instabilität ausgelöst werden könnte.

Um dies ausschließen zu können, wurde die entsprechende Untersuchung des dynamischen Gefährdungspotentials im Bereich 1Sa nochmals unter Zugrundelegung eines deutlich späteren Modellzeitstandes (nach 500 Jahren Abbaustandzeit – entspricht dem Jahr 2425) wiederholt.

In der Anlage 5.3-3 sind die Ergebnisse der entsprechenden numerischen Berechnung dargestellt.

Als Anregung erfolgte in identischer Form ein provoziertes Bruch des inneren Kammerzwischenpfeilers (vgl. Anlage 5.3-3a). Im Unterschied zu der ersten Betrachtung sind im vorliegenden Zustand die unmittelbar unterlagernden Abbaukammern auf der 2. Sohle allerdings schon über eine längere Zeit (ca. 400 Jahre) mit Versatz verfüllt.

Vergleicht man die Situation im Anregungsbereich vor der Aufgabe des Initials (Anlagen 5.3-2a /-3a), so zeigt sich, dass die Pfeiler kriechbedingt über die 400 Jahre weitere Standzeit eine deutlich gedrungene Form angenommen haben und somit auch höhere Schlankheitsmaße aufweisen. Die Konturbereiche sind dagegen in einem zunehmenden Maße entfestigt worden, so dass zunächst kein direkter Rückschluss auf die jeweilige Entwicklung des Pfeilertragvermögens möglich ist. Allerdings wurden die hochbelasteten Pfeilerkernzonen deutlich schmaler, was auf einen ausgeglicheneren Beanspruchungszustand hindeutet.

Die durch den simulierten Pfeilerbruch umzulagernden Belastungsanteile werden erneut ohne eine weitere Überbeanspruchung vom umgebenden Tragsystem übernommen, wobei die daraus entstehende Belastungssituation im Vergleich zu der ersten Modellbetrachtung aus gebirgsmechanischer Sicht etwas günstiger zu beurteilen ist.

Die insgesamt im Zuge der Versagenssimulation freigesetzte Energiemenge entspricht einer seismischen Magnitudenstärke von $M_L = 1,5$ bis $1,7$ (vgl. Anlage 5.3-3b) und liegt damit unterhalb der Reaktivität, die im Falle der untersuchten Anregung im Ist-Zustand ermittelt wurde.

Das vorliegende Berechnungsergebnis bestätigt damit, dass im betreffenden Bereich der 1. Sohle die dynamische Sensitivität und Reaktivität des Tragsystems im weiteren Zeitverlauf immer weiter abnimmt, so dass selbst im Falle eines spontan eintretenden Anregungsereignisses keine Gefahr hinsichtlich der Auslösung einer sich progressiv ausweitenden Instabilität größeren Maßstabs besteht.

Zusammenfassend lässt sich damit feststellen, dass unter den betrachteten Systemverhältnissen der Eintritt kritischer Beanspruchungsgrößen, einer möglichen Gefährdung oder gar einer

Schadenswirkung übertage, jeweils ausgelöst durch eine dynamische Instabilität im Abbauareal der 1. Sohle Grubenfeld Hattorf, bis zum harmonischen kriechinduzierten Verschluss dieser Hohlräume ausgeschlossen werden kann.

Bereich 1Sb

Teufe: 870 m Versatz: unversetzt

Zusatzlast durch Aufhaldung: 0 - 0,4 MPa

Zunahme Primärbelastungsniveau durch Aufhaldung: bis zu ~2 %

Der zweite zu untersuchende Bereich im Niveau der 1. Abbau-sohle liegt im Gebiet des Grubenfeldes Unterbreizbach (vgl. Anlage 5.3-1a), da der durch die Aufhaldung verursachte Lasteintrag untertage im südlichen Abschnitt auch ein Teilareal des NW-Feldes Unterbreizbach überstreicht, wobei die wirksame Zusatzbelastung hier im Maximum nur etwa 0,4 MPa erreicht, was im Maßstab des ursprünglichen Gebirgsprimärspannungsniveaus einer Erhöhung um bis zu 2 % entspricht.

Die fazielle Lagerausbildung (vgl. Anlage 3-4) zeigt für den betreffenden Bereich, im Unterschied zu den im Areal 1Sa untersuchten Verhältnissen, eine größere carnallitisch geprägte In-sellage, deren Struktur auch in dem zur Bewertung eingesetzten NW-SE-Modellschnitt (vgl. Anlage 5.1-3a) entsprechend nachgebildet wurde.

Ausgangspunkt der dynamischen Belegrechnung war in diesem Fall der reproduzierte Zeitstand für das Jahr 2050, also der Zeitpunkt, an dem die vorgesehene Haldenerweiterungsmaßnahme planmäßig abgeschlossen und damit der maximale hierdurch bedingte Lasteintrag wirksam ist.

Als Anregung wurde dabei das plötzliche Bruchversagen eines einzelnen Pfeilers über seine halbe Breite (10 m) simuliert (vgl. Anlage 5.3-4a).

Die Entwicklung der erfassten Bewegungsenergie zeigt erneut (vgl. Anlage 5.3-4b), dass die auf das provozierte Versagensereignis nachfolgende Gebirgsreaktion jeweils in Bruchteilen einer Sekunde zur Ruhe kommt und sich wiederum sehr schnell ein stabiler Beanspruchungszustand einstellt. Zwar entfestigt die angeregte Pfeilerhälfte vollständig durch und das Bruchmaterial schiebt weit in die angrenzende Abbaukammer ein (vgl. Anlage 5.3-4a), dies führt jedoch weder innerhalb der verbliebenen Restpfeilerstruktur noch im umgebenden Verband zu einer Überbeanspruchung. Das Spannungsniveau der Pfeiler nimmt im Nahfeld des Versagensvorgangs zwar zu, die Grenze der Belastbarkeit wird hierbei aber nicht erreicht, d. h. der örtliche Pfeilverband besitzt ausreichend große Tragfähigkeitsreserven, um die simulierte dynami-

sche Anregungswirkung stabil aufzufangen – eine kritische dynamische Sensitivität bzw. Reaktivität liegt somit nicht vor.

Die innerhalb des Gesamtprozesses freigesetzte Energiemenge entspricht einer Magnitude von $M_L = 1,8$ bis $2,1$.

Zusammenfassend lässt sich damit konstatieren, dass selbst im Fall einer stärkeren dynamischen Anregung das von der Haldenlastwirkung betroffene Aufschlussgebiet im nördlichen Teil des NW-Feldes Unterbreizbach generell standsicher bleibt – das Anlaufen einer sich weiträumig ausweitenden Instabilität gebirgsschlagähnlichen Musters kann unter den betrachteten Randbedingungen ausgeschlossen werden. Die dabei im Bereich der Tagesoberfläche ggf. in Erscheinung tretenden Beanspruchungsgrößen sind als unkritisch zu beurteilen, weder in Bezug auf die möglichen Senkungen noch die Intensität der dynamischen Erschütterungswirkung wird eine Gefährdung erwartet.

Bereich 2Sa

Teufe: 900 m

Versatz: versetzt

Zusatzlast durch Aufhaldung: 0 - 0,2 MPa

Zunahme Primärbelastungsniveau durch Aufhaldung: bis zu ~ 1 %

Der Untersuchungsbereich 2Sa liegt auf der 2. Sohle innerhalb der Grenzen des UTV-Reviers 0 und repräsentiert dort die Teilareale, welche momentan bereits durch Versatz gesichert sind (vgl. Anlage 5.3-1b).

Da bisher kein numerisch geführter Nachweis vorliegt, der die hinreichende Ertüchtigung des partiell stark unterdimensionierten örtlichen Pfeilerverbandes durch die Einbringung von Versatz unter Berücksichtigung der spezifischen Verhältnisse im Revier 0 explizit belegt, wird dies an dieser Stelle nochmals ergänzend in die Betrachtungen einbezogen.

Die bereits durch Versatz gesicherten Abschnitte im Revier 0 liegen ausnahmslos am äußeren Rand des Haldenlasteinflussbereiches, so dass dort jeweils nur eine vergleichsweise geringe Zusatzbelastung wirksam wird, die im Maximum etwa 0,2 MPa erreicht, was einer praktisch vernachlässigbaren Erhöhung des primären Gebirgsspannungsniveaus in dieser Teufenlage um ca. 1 % entspricht.

Ausgangspunkt für die entsprechende dynamische Nachweisrechnung unter Verwendung des NW-SE-Modellschnitts war erneut der reproduzierte Beanspruchungszustand im Jahre 2050, also dem Zeitpunkt, an dem die maximale Zusatzbelastung durch den übertägig aufsitzenden

Haldenkörper nach Abschluss der planmäßigen Überschüttung der westseitigen Erweiterungsfläche vorliegt.

Als Anregung wurde abermals das plötzliche Versagen eines Tragpfeilerelementes über seine halbe Breite (9 m) simuliert (vgl. Anlage 5.3-5a), wobei dieser primäre Bruchvorgang diesmal an einem Carnallitit-Pfeiler erfolgte, der allerdings komplett durch Versatz eingebettet ist.

Erwartungsgemäß wird durch die Anregung keine eskalierende Versagensentwicklung angestoßen. Der Versatz stabilisiert den eintretenden Konturentfestigungs- und -verbruchprozess soweit, dass eine progressive Überbeanspruchung des direkt angeregten Pfeilers ausbleibt – die umzulagernden Lastanteile können dabei ohne weiteres von den umliegenden Tragstrukturen übernommen werden. Auch im Bereich der 1. Sohle sind keinerlei relevante Auswirkungen erkennbar.

Legt man den innerhalb der numerischen Modellrechnung erfassten Verlauf der Bewegungsenergie zugrunde (vgl. Anlage 5.3-5b), so zeigt dieser nach dem Erreichen eines anregungsbedingten Primärpeaks eine stetig abnehmende Entwicklungstendenz, was belegt, dass sich ohne die Auslösung relevanter sekundärer Versagensentwicklungen wieder schnell ein stabiler Gleichgewichtszustand eingestellt hat – eine maßgebende dynamische Sensitivität oder Reaktivität des Systems stellt sich damit nicht dar.

Aus der Größe der insgesamt freigesetzten Energiemenge errechnet sich ein Magnitudenwert von $M_L = 1,9$ bis $2,2$ (vgl. Anlage 5.3-5b), was jeweils noch unterhalb der schadenswirksamen Schwelle liegt.

Das Ergebnis der durchgeführten Berechnung belegt, dass das unterdimensionierte Pfeilersystem im Bereich des Reviers 0 durch die Versatzeinbringung soweit ertüchtigt wird, dass das Anlaufen einer eskalierenden dynamischen Instabilität dauerhaft ausgeschlossen werden kann. Auch der spontane Eintritt eines entsprechenden primären Bruchvorgangs hoher Intensität an einem bereits durch Versatz eingebetteten Pfeiler ist rein hypothetisch.

Kritische Beanspruchungsgrößen oder Schadenswirkungen im Bereich der Tagesoberfläche, ausgelöst durch ein dynamisches Ereignis im betrachteten Baufeldabschnitt, sind nicht zu erwarten. Auch eine relevante Beeinflussung der örtlichen Beanspruchungsverhältnisse durch die gegebene Haldenlastwirkung kann ausgeschlossen werden.

Damit ist nun auch der spezifische numerische Nachweis erbracht, dass das angestrebte Stabilisierungsziel im Bereich des Reviers 0 mit dem hierfür eingesetzten Versatz sicher erreicht wird. Dieser Nachweis bestätigt dabei nochmals die Ergebnisse der hierzu bereits erarbeiteten Bewertungsgrundlagen (K+S, 3/2007b; 2008).

Bereich 2Sb

Teufe: 900 m

Versatz: derzeit unversetzt, wird bis 2025 versetzt

Zusatzlast durch Aufhaldung: 0 - 0,5 MPa

Zunahme Primärbelastungsniveau durch Aufhaldung: bis zu ~2 %

Im Bereich des UTV-Reviers 0 liegen derzeit auch noch unversetzte Teilareale mit einer ausgeprägten Unterdimensionierung vor, für die aufgrund der geplanten weiteren Aufhaldung bis 2050 mit einer gewissen Zunahme des jeweilig aufsitzenden Belastungsniveaus zu rechnen ist (vgl. Anlage 5.3-1b). Die Versatzeinbringung im Revier 0 soll spätestens im Jahr 2025 abgeschlossen werden, also noch bevor die sich nach Westen entwickelnde Aufhaldung übertage ihre volle Endausdehnung erreicht hat.

Zu prüfen ist in diesem Zusammenhang nun, inwieweit im verbleibenden Zeitraum bis zum Abschluss der Versatzmaßnahmen eine mögliche dynamische Gefährdung durch Auslösung einer Instabilität im Bereich der noch unversetzten UTV-Areale vorliegt.

Exemplarisch wurde diesbezüglich der Untersuchungsbereich 2Sb betrachtet (vgl. Anlage 5.3-1b). Die aufhaldungsbedingte Zusatzbelastung erreicht unter den vorliegenden örtlichen Verhältnissen maximal 0,5 MPa, was im Maßstab des primär ausgebildeten Gebirgsspannungsniveaus einer Erhöhung um ca. 2 % entspricht.

Als hypothetische Anregung wurde identisch zu dem vorhergehenden Betrachtungsfall erneut das initiale Versagen eines einzelnen Tragpfeilers über seine halbe Breite (9 m) simuliert (vgl. Anlage 5.3-6a). Die Abbauhohlräume auf der 2. Sohle im Nahfeld des gewählten Anregungsorts sind hierbei noch nicht versetzt worden. Ausgangspunkt der Belegrechnung war der Modellzeitstand 2025, also gemäß Planungsvorgaben das letzte Jahr, in dem noch unversetzte Teilareale im Bereich des Reviers 0 vorliegen könnten. Zur Sicherstellung einer konservativen Bewertungsaussage wurde dabei die volle Haldenlastwirkung (mit Erweiterungsfläche), die eigentlich erst 2050 erreicht wird, angesetzt.

Im Ergebnis der durchgeführten Berechnung zeigt sich, dass durch die Primäranregung zum Teil auch sekundäre Entfestigungsreaktionen ausgelöst werden (vgl. Anlage 5.3-6). Dies betrifft insbesondere die Reststruktur des unmittelbar angeregten Pfeilers, die in stärkerem Maße mitentfestigt und dabei ihr Tragvermögen weitestgehend verliert.

Allerdings wird hierdurch noch keine sich progressiv ausweitende Instabilität angestoßen, die umliegenden Pfeilerelemente besitzen jeweils noch ausreichende Reserven, um die von dem Bruchpfeiler nicht mehr getragene Belastung zu übernehmen (vgl. Anlage 5.3-6a).

Die im Prozess freigesetzte Energiemenge entspricht einer seismischen Magnitudengröße von $M_L = 2,4$ bis $2,6$.

Zusammenfassend ist damit festzustellen, dass selbst für die noch bis 2025 unversetzt bleibenden Bereiche im östlichen Teil des UTV-Reviers 0, welche einer Zusatzbelastung durch die Aufhaldung über Tage ausgesetzt sind, kein als kritisch einzuordnendes dynamisches Gefährdungspotential nachweisbar ist – die Möglichkeit des anregungsinduzierten Eintritts einer Systeminstabilität bzw. eines größeren Versagensereignisses kann bis zum Abschluss der Ertüchtigungsmaßnahmen 2025 auf der Grundlage der vorliegenden Befunde ausgeschlossen werden.

Bereich 2Sc

Teufe: 870 m

Versatz: versetzt

Zusatzlast durch Aufhaldung: max. 2,2 MPa

Zunahme Primärbelastungsniveau durch Aufhaldung: bis zu ~10 %

Ziel der Belegrechnungen am Untersuchungsbereich 2Sc war nochmals ein Nachweis für den mit der Versatzeinbringung im Gebiet des UTV-Reviers 38 angestrebten Ertüchtigungserfolg des lokal zum Teil ausgeprägt unterdimensionierten örtlichen Pfeilverbandes (vgl. Anlage 5.3-1b).

Die betreffenden Abschnitte auf der 2. Sohle sind aktuell bereits versetzt. Die von der Aufhaldung ausgehende Zusatzbelastung erreicht in diesem Bereich des Baufeldes bis zu 2,2 MPa, was einer Zunahme in Bezug auf das primäre, von der jeweiligen Überdeckungsmächtigkeit abhängige Gebirgsspannungsniveau um etwa 10 % entspricht.

Ausgangspunkt der Betrachtung ist in diesem Fall der reproduzierte Ist-Modellzeitstand des Jahres 2013.

Als Anregung wurde im Unterschied zu den vorhergehenden Untersuchungsrechnungen mit dem simulierten Bruch eines insgesamt 28 m breiten Tragpfeilers ein deutlich stärkeres Primärinitial vorgegeben (Anlage 5.3-7a).

Erwartungsgemäß wird durch das provozierte Versagen keine eskalierende Instabilität ausgelöst. Der eingebrachte Versatz stabilisiert die dem Anregungspunkt benachbarten Tragelemente hinreichend, so dass diese kaum zusätzlich entfestigt werden und die Belastung von dem nicht mehr tragfähigen Bruchpfeiler ohne Überbeanspruchung aufnehmen können. Auf der überlagernden 1. Sohle, in der kein Versatz eingebracht ist, kommt es oberhalb der Versagenszone zu einer deutlichen Entlastung im Gebirge (Anlage 5.3-7a). Das Tragvermögen und

die Stabilität der im Hartsalz stehenden Abbaupfeiler werden durch die anregungsbedingt eintretenden Beanspruchungsveränderungen jedoch nicht beeinträchtigt.

Aus der Größe der insgesamt freigesetzten Energiemenge errechnet sich ein Magnitudenwert von $M_L = 2,4$ bis $2,7$ (vgl. Anlage 5.3-7b), wobei die obere Abgrenzungsgröße dabei nur noch moderat unterhalb der Schwelle liegt, ab der der Eintritt von Schadensereignissen im Übertragbereich nicht mehr ausgeschlossen werden kann. Hierbei muss allerdings berücksichtigt werden, dass ein Großteil der im Modell erfassten Energiefreisetzung eigentlich ausschließlich dem primären Anregungsvorgang zuzuordnen ist, mittels dem das initiale Pfeilerbrucherereignis erst provoziert wurde, der jedoch nur eine hypothetische Annahme darstellt, die erforderlich ist, um das dynamische Stabilitätsverhalten untersuchen und bewerten zu können. Der reale Eintritt eines Anregungsereignisses mit der abgebildeten Intensität ist unter den gegebenen Bedingungen eines bereits durch Versatz gesicherten Pfeilerverbandes äußerst unwahrscheinlich.

Die vorliegenden Befunde bestätigen, dass das unterdimensionierte Pfeilersystem im Bereich des UTV-Reviere 38 durch die planmäßig umgesetzten Versatzmaßnahmen so ertüchtigt wird, dass sich ein dynamisches Gefährdungspotential, im Sinne einer stark zunehmenden Instabilisierung bzw. der Entwicklung einer kritischen Stabilitätssituation, langfristig ausschließen lässt. Demzufolge sind auch kritische Beanspruchungsgrößen oder gar die mögliche Auslösung von Schadenswirkungen an der Tagesoberfläche, welche auf ein dynamisches Versagen im Bereich der untertägigen Grubenbaue zurückgeht, nicht zu erwarten.

Bereich 2Sd

Teufe: 820 m

Versatz: derzeit unversetzt, wird bis 2025 versetzt

Zusatzlast durch Aufhaldung: 0 - 1,5 MPa

Zunahme Primärbelastungsniveau durch Aufhaldung: bis zu ~7 %

Analog zum Bereich 2Sb für das Revier 0 soll anhand der Untersuchung des Areals 2Sd geprüft werden, inwieweit bis zum Abschluss der Versatzmaßnahmen im UTV-Revier 38 mit einer bewertungsrelevanten dynamischen Gefährdung innerhalb der zunächst noch nicht verfüllten Teilareale gerechnet werden muss (vgl. Anlage 5.3-1b).

Die aufhaldungsbedingte Zusatzbelastung erreicht in dem noch unversetzten Gebiet des Reviers 38 einen Wert von bis zu ~1,5 MPa, was im Maßstab des örtlich vorliegenden Primärspannungsniveaus einer Erhöhung um ca. 7 % entspricht.

Als hypothetischer Anregungsfall wurde erneut das initiale Versagen eines einzelnen Tragpfeilers über seine halbe Breite (13 m) simuliert (vgl. Anlage 5.3-8a).

Ausgangspunkt der entsprechenden Untersuchungsrechnung war dabei der im SW-NE-Modellschnitt reproduzierte Ist-Zeitstand für das Jahr 2013, wobei zur Sicherstellung einer abdeckenden Bewertung in diesem Zusammenhang die Haldenlastwirkung des Jahres 2050, d. h. unter Mitberücksichtigung der geplanten Erweiterungsfläche, angesetzt worden ist.

Das Ergebnis der Berechnung belegt, dass zwar die unmittelbar angeregte Pfeilerhälfte in starkem Maße durchentfestigt wird und in die seitlich angrenzende Abbaukammer einschiebend verbricht (vgl. Anlage 5.3-8a), dabei ergibt sich aber weder eine Überbeanspruchung der verbliebenen Restpfeilerstruktur noch in einem anderen umgebenden Bereich der 1. und 2. Sohle, die eintretenden Belastungsverlagerungen können aufgrund der noch ausreichend großen Tragfähigkeitsreserven ohne Auslösung eines weiteren relevanten Folgeversagens sicher von dem bestehenden Pfeilersystem bzw. -verband übernommen werden.

Die innerhalb des Gesamtprozesses freigesetzte Energiemenge entspricht einer Magnitude von $M_L = 2,1$ bis $2,4$ (vgl. Anlage 5.3-8b).

Zusammenfassend kommt der Gutachter zu der Einschätzung, dass für alle derzeit noch offenen und bis 2025 zu versetzenden Bereiche im UTV-Revier 38, in denen eine aufhaldungsbedingte Zusatzbelastung wirksam ist, kein kritisches dynamisches Gefährdungspotential besteht – die Möglichkeit einer anregungsinduzierten Systeminstabilität bzw. eines sich flächig ausweitenden Versagensvorgangs hoher seismischer Stärke kann gemäß der vorliegenden Untersuchungsergebnisse bis zum planmäßigen Abschluss des Verfüllbetriebs im Jahre 2025 ausgeschlossen werden.

Auch im Rahmen der ggf. möglichen, gering intensiven bergbauverursachten Seismizität sind schadenswirksame Beanspruchungen an der Tagesoberfläche im betreffenden Bereich nicht zu erwarten.

Bereich 2Se

Teufe: 920 m

Versatz: unversetzt

Zusatzlast durch Aufhaldung: 0 - 0,5 MPa

Zunahme Primärbelastungsniveau durch Aufhaldung: bis zu ~2 %

Der Untersuchungsbereich 2Se deckt die bestehende Situation am Nordrand des NW-Feldes Unterbreizbach, 2. Sohle, ab, in dessen Abschnitt partiell auch Pfeiler mit Unterdimensionie-

rung einer Zusatzbeanspruchung durch den übertage aufgeschütteten Haldenkomplex Hattorf ausgesetzt sind (vgl. Anlage 5.3-1a).

Die Größenordnung der entsprechenden Zusatzbelastung erreicht mit maximal 0,5 MPa allerdings nur ein vergleichsweise geringes Ausmaß, was normiert in Bezug auf das ursprünglich im unverritzten Gebirgsausgangszustand gegebene Primärspannungsniveau ausschließlich einer Erhöhung um bis zu ~2% entspricht.

Es liegt carnallitische Fazies mit einem sylvinischen Umbildungssaum vor. Die im room-and-pillar aufgefahrenen Abbauhohlräume sind nicht versetzt.

Ausgangspunkt der hierzu durchgeführten Belegrechnung war der reproduzierte Modellzeitstand für das Jahr 2050, also der Zeitpunkt, an dem die geplante Haldenerweiterung in westlicher Richtung abgeschlossen und somit der maximale hierdurch bedingte Zusatzlasteintrag wirksam sein wird.

Als Anregung wurde wie in den vorhergehenden Betrachtungsfällen auch das plötzliche Bruchversagen eines einzelnen Tragpfeilers über dessen halbe Breite (14 m) angenommen (vgl. Anlage 5.3-9a).

Das Ergebnis der numerischen Modellrechnung weist aus, dass auch im Falle eines stärkeren Anregungsvorgangs keine größere Instabilität im Bereich des dynamisch beanspruchten Pfeilersystems auf der 1. und 2. Abbausohle eintritt, die vorhandenen Tragfähigkeitsreserven reichen aus, um das Anlaufen einer sich progressiv ausweitenden Überbeanspruchung zu verhindern – somit ist die dynamische Sensitivität bzw. Reaktivität in dem betrachteten Grubenareal als unkritisch einzustufen.

Die im Prozess freigesetzte Energiemenge entspricht einer seismischen Magnitudengröße von $M_L = 2,0$ bis 2,3.

Durch die vorliegenden Befunde wird damit belegt, dass selbst im hypothetischen Falle eines stärkeren dynamischen Anregungsereignisses das von der Haldenlastwirkung betroffene Aufschlussgebiet im nördlichen Teil des NW-Feldes Unterbreizbach jeweils standsicher bleibt – die initiale Auslösung einer Instabilität größeren Ausmaßes kann unter den gegebenen Verhältnissen dauerhaft ausgeschlossen werden.

Die anregungsbedingt im Bereich der Tagesoberfläche ggf. verursachten Beanspruchungen sind als unkritisch einzuschätzen. Weder in Bezug auf die möglichen Senkungsbewegungen noch die Intensität der dynamischen Erschütterungswirkung wird eine Gefährdung erwartet.

Theoretisch wäre es unter bestimmten Voraussetzungen möglich, dass ein größerer dynamischer Anregungsvorgang zwar nicht zur Auslösung einer eskalierenden Instabilität im jeweils betroffenen Baufeldbereich führt, sich dadurch jedoch der Beanspruchungszustand innerhalb der salinaren Barrieren, die die örtlichen Grubenbaue gegen die wasserführenden Schichtfolgen im Hangenden und Liegenden abschirmen, soweit ändert, dass hieraus eine Gefährdung für deren Integrität bzw. Dichtfunktion erwächst.

Aus diesem Grund wurde in Ergänzung zu den bisherigen Betrachtungen nochmals für das jeweilig magnitudenstärkste aller untersuchten dynamischen Beanspruchungsfälle auf der 1. und 2. Sohle eine Bewertung der sich entsprechend ergebenden Schutzschichtbeanspruchung durchgeführt, wobei diese Bewertung erneut auf Basis der beiden Kriterien erfolgte, die diesbezüglich bereits im Rahmen der Auswertung der statischen Modellberechnungsergebnisse (vgl. Abschnitt 5.2) verwendet wurden.

Im Ergebnis dieser Betrachtung ist festzustellen, dass die zur Bewertung der Barrierefunktion angesetzten Kriterien auch bei den jeweiligen dynamischen Beanspruchungsfällen in der erforderlichen Form nachgewiesen werden können (vgl. Anlage 5.3-10). Der Eintritt eines Funktionsverlusts lässt sich somit für die salinaren Schutzschichten im Hangenden und Liegenden der Grubenbaue in diesem Zusammenhang ausschließen – die Dichtheit und Integrität der abschirmenden Steinsalzbarrieren bleibt in jedem Fall erhalten.

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Gegenwärtig wird von K+S geprüft, inwieweit die Voraussetzungen vorliegen, für den Haldenkomples Hattorf eine über den derzeitigen Genehmigungsstand hinausgehende Erweiterung in westlicher Richtung zu beantragen.

Im Gebiet unterhalb der vorhandenen und geplanten übertägigen Aufhaldungsfläche ist in der Vergangenheit Gewinnung umgegangen, wobei in einzelnen Teilbereichen nicht alle Tragpfeiler den heutigen Anforderungen zum Nachweis einer dauerstandsicheren Dimensionierung genügen. Dabei hat das Gewicht der aufsitzenden Halde zu einer Zunahme der wirksamen Belastung im unterlagernden Gebirgskörper geführt, wobei für die Teufenlage der örtlich aufgeschlossenen Grubenbaue im Maßstab des lithostatischen Ausgangsspannungsniveaus jeweils von einem maximalen Zuwachs zwischen 10 bis 12 % auszugehen ist.

Zielstellung der vorliegenden Begutachtung war, die aktuelle sowie langzeitliche Standsicherheit der vorhandenen untertägigen Grubenbaue unter Berücksichtigung der Belastungen aus

der bestehenden Halde sowie ihrer geplanten Erweiterung zu untersuchen, um den Nachweis zu erbringen, dass dynamisch selbstständig anlaufende Ereignisse, die die Systemstabilität in den betreffenden Baufeldarealen gefährden können, entweder auszuschließen sind oder auszuweisen, durch welche Maßnahmen ein solcher dauerhaft sicherer Zustand zu erreichen ist. Als weiterer Punkt war vor dem Hintergrund der in weiten Teilen der 2. Sohle im Lasteinwirkungsbereich der Halde betriebenen UTV Hattorf (Revier 38 und Revier 0) der sich langfristig harmonisch vollziehende Hohlraumverschluss sowie die dabei dauerhaft gewährleistete Integrität und Dichtfunktion der salinaren Hangend- und Liegendenschutzschicht zu belegen.

Die Ergebnisse der bisher im Einflussbereich bzw. Nahfeld der bestehenden Aufhaldung sowie der geplanten Erweiterungsfläche durchgeführten geotechnischen Messungen und marktscheiderischen Überwachungsmaßnahmen, d. h. der Senkungsmessungen übertage, der untertägigen Konvergenzmessungen sowie der an ausgewählten Pfeilerensembles realisierten Spannungssondierungen, bezeugen die globale statische Standsicherheit der von der Auflastwirkung des Haldenschüttkörpers zusätzlich beanspruchten Grubenareale auf der 1. und 2. Sohle sowie des Steinsalzreviers. Diese Einschätzung wird auch durch die Ausprägung und Intensität der seit 1978 in diesem Gebiet erfassten seismischen Aktivität sowie durch die bei den mehrfach durchgeführten Befahrungen gewonnenen visuellen Eindrücke und Befunde gestützt.

Eine akute oder unmittelbar bevorstehende Stabilitätsgefährdung ist für das betreffende Betrachtungsgebiet aus gebirgsmechanischer Sicht praktisch auszuschließen. Auch liegen aktuell bzw. bis zum gegenwärtigen Stand keinerlei Anzeichen oder Anhaltspunkte vor, die jeweils auf eine zunehmende Instabilisierung des lokalen Tragpfeilersystems unterhalb der Aufhaldungsfläche hindeuten.

Bezieht man in diesem Zusammenhang die Ergebnisse der unter statischen Beanspruchungsbedingungen durchgeführten Modellrechnungen mit ein, so weist alles darauf hin, dass sich der Hohlraumverschluss untertage im Zuge eines harmonischen, also langsam verlaufenden kriechinduzierten Konvergenzprozesses vollziehen wird, bei dem die entfestigungsbedingte Schwächung des Pfeilertragsystems zu keiner Zeit ein nahkritisches Maß erreicht. In diesem Fall kann der Eintritt größerer bzw. seismisch energiestarker Versagens- oder Bruchvorgänge sicher ausgeschlossen werden.

Gegenstand der weiteren Bearbeitung war die Untersuchung der dynamischen Stabilitätsverhältnisse für das durch die Haldenaufkastwirkung beeinflusste Grubenareal.

Hierbei wurde hypothetisch unterstellt, dass es entgegen dem erwarteten Verhalten in der Zukunft zum Eintritt stärkerer initialer Anregungsvorgänge kommt, deren Ursprung jeweils im Be-

reich des örtlich angelegten Kammer-Pfeilersystems liegt. Als plausibelster Mechanismus für die selbstständige Auslösung solcher Primäreignisse ist dabei im vorliegenden Fall der entfestigungsbedingte Eintritt eines größeren Konturbruchs oder ein dynamisches Pfeilerversagen anzusehen, aus dem sich bei einer ausgeprägten Reaktivität des umgebenden Tragsystems auch eine progressive Versagensausweitung bzw. eine Systeminstabilität entwickeln könnte.

Insgesamt wurden im Zuge der hierzu durchgeführten Belegrechnungen 7 verschiedene Teilareale im Bereich der 1. und 2. Abbausohle exemplarisch untersucht, für die die mögliche Entwicklung eines kritischen dynamischen Gefährdungspotentials auf Grundlage der örtlich vorliegenden Verhältnisse zunächst nicht ausgeschlossen werden konnte. Die entsprechend untersuchten Bereiche wurden dabei so ausgewählt, dass anhand der Befunde eine diesbezüglich abdeckende Bewertung für das gesamte von der Haldenlastwirkung beeinflusste Grubengebiet möglich ist.

Die vorliegenden Berechnungsergebnisse belegen, dass selbst im hypothetischen Eintrittsfall eines stärkeren Anregungsereignisses zu keinem Zeitpunkt eine kritische dynamische Gefährdung besteht – so kann innerhalb der beiden UTV-Reviere 0 und 38 eine anregungsinduzierte Systeminstabilität bis zum Abschluss der Ertüchtigungsmaßnahmen im Jahr 2025 und erst recht für den danach vorliegenden versetzten Zustand praktisch ausgeschlossen werden. Dies gilt ohne jede zeitliche Einschränkung ebenso für die Baufeldareale, für die gemäß gegenwärtigem Planungsstand keine vergleichbare Versatzeinbringung vorgesehen ist. Bei keinem der exemplarisch untersuchten Betrachtungsfälle stellt sich im Ergebnis der hierzu durchgeführten numerischen Modellberechnungen eine bewertungsrelevante dynamische Standsicherheitsgefährdung dar.

Auch die durch ein entsprechendes dynamisches Ereignis ggf. im Bereich der Tagesoberfläche verursachten Beanspruchungen werden jeweils als unkritisch eingeschätzt.

Darüber hinaus wird durch die Befunde der durchgeführten Nachweisrechnungen belegt, dass weder unter statischen noch dynamischen Beanspruchungsverhältnissen in Zukunft mit einem Verlust der primär gegebenen Funktionsfähigkeit der salinaren Schutzschichten im Hangenden und Liegenden der Grubenbaue zu rechnen ist – die Dichtheit und Integrität der abschirmenden Steinsalzbarrieren bleibt allseits dauerhaft erhalten.

Zusammenfassend ist damit wertend festzustellen, dass sich aus dem Lasteintrag durch den übertage aufsitzenden Haldenkomplex sowohl in der bestehenden als auch der geplanten erweiterten Form keine relevanten Rückwirkungen in Bezug auf die Stabilität bzw. die Standsicherheit der hierdurch beeinflussten Grubenbaue ergeben. Die zusätzliche Aufhaltung ge-

fährdet weder die langzeitliche dynamische Systemstabilität noch die dauerhafte Funktionsfähigkeit der hydrogeologischen Schutzschichten.

Ein Erfordernis zur Durchführung ergänzender Sicherungs- oder Ertüchtigungsmaßnahmen untertage als Vorbedingung für die Umsetzung der Haldenerweiterung besteht aus Sicht des Gutachters nicht.

Verzeichnis verwendeter Formelzeichen

B_{Pf}	Pfeilerbreite
B_S	Systembreite
b_S	Geschwindigkeitsfaktor (Modellparameter MINKLEY-Schermodell)
c	Kohäsion
E	Elastizitätsmodul
F_H	Krafteinleitung an der Tagesoberfläche (Berechnung Haldenauflast)
F_{Pf}	Pfeilerfläche
F_S	Systemfläche
G^K	KELVIN-Schermodul (Modellparameter MINKLEY-Stoffmodell)
G^M	MAXWELL-Schermodul (Modellparameter MINKLEY-Stoffmodell)
H	Teufe des betrachteten Abbauhorizontes (Berechnung Haldenauflast)
H_{Pf}	Pfeilerhöhe
i_0	Aufgleitwinkel (Modellparameter MINKLEY-Schermodell)
$K1, K2$	Krümmungsparameter (Modellparameter MINKLEY-Schermodell)
K	Kompressionsmodul
k_N	Normalsteifigkeit (Modellparameter MINKLEY-Schermodell)
k_S	Schersteifigkeit (Modellparameter MINKLEY-Schermodell)
$L1, L2$	Entfestigungsdistanz (Modellparameter MINKLEY-Schermodell)
L_F	Lastfaktor F_S/F_{Pf}
M_L	Lokalmagnitude
m	Modellparameter zur Beschreibung der MAXWELL-Viskosität (MINKLEY-Stoffmodell)
P_V	Pfeilermodellbruchfestigkeit nach UHLENBECKER
p_{FI}	Flüssigkeitsdruck
p_V	Versatzdruck (Modellparameter „double yield“-Stoffmodell)
R	Einwirkungsradius entsprechend $R = H \cdot \cot \beta$ (Berechnung Haldenauflast)
r	Abstandsparameter (Modellparameter MINKLEY-Schermodell)
r_B	radialer Abstand des Betrachtungsorts vom Einleitpunkt (Berechnung Haldenauflast)
S_{FI}	Sicherheitswert Minimalspannungs- bzw. Frac-Kriterium
S_{pFI}	Sicherheitswert präzisiertes Minimalspannungs-Kriterium
s	Pfeilerdimensionierungszahl nach dem Verfahren UHLENBECKER
$\tan \beta^0$	Anstieg Dilatanzkurve (Modellparameter MINKLEY-Stoffmodell)
v_K	kritische Scherverschiebungsgeschwindigkeit (Modellparameter MINKLEY-Schermodell)

α	Schlankheitsmaß B_{Pf}/H_{Pf}
β	Einwirkungswinkel der Haldenauflast (Berechnung Haldenauflast)
ΔW	im Herd freigesetzte seismische Energie (Magnitudenberechnung)
ε_1	axiale Probenverformung im Versuch
ε^P	plastische Scherverformung
$\varepsilon_{vol}, \varepsilon_v$	volumetrische Verformung
ε_{vp}	plastische volumetrische Verformung
η^K	KELVIN-Viskosität (Modellparameter MINKLEY-Stoffmodell)
η^M	MAXWELL-Viskosität
η_0^M	Modellparameter zur Beschreibung der MAXWELL-Viskosität (MINKLEY-Stoffmodell)
$\Delta\mu_{MAX}$	maximale Differenz Haft-Gleitreibungskoeffizient (Modellparameter MINKLEY-Schermodell)
ν	Querdehnungszahl
ρ	Dichte
σ_1	größte Hauptnormalspannungen
σ_2	mittlere Hauptnormalspannungen
σ_3	kleinste Hauptnormalspannungen
σ_D	Druckfestigkeit $\sigma_D = f(\varepsilon^P)$ (Modellparameter MINKLEY-Stoffmodell)
$\sigma_{eff B}$	Effektivspannungswert beim Bruch
σ_G	Belastungsniveau im Grundspannungszustand
σ_{G+}	Grundspannungswert unter Berücksichtigung der Haldenauflast
σ_H	Zusatzspannung durch Haldenauflast
σ_K	Druckfestigkeit Kontaktfläche (Modellparameter MINKLEY-Schermodell)
σ_D	Druckfestigkeit $\sigma_D = f(\varepsilon^P)$ (Modellparameter MINKLEY-Stoffmodell)
σ_{MAX}	maximale effektive Festigkeit $\sigma_{MAX} = f(\varepsilon^P)$ (Modellparameter MINKLEY-Stoffmodell)
$\sigma_{min,hor}$	minimale Horizontalspannungsgröße
σ_{Pf}	spezifische Pfeilerbelastung
σ_V	Vergleichsspannung
σ_Z	Zugfestigkeit
σ_{MAX}	maximale effektive Festigkeit $\sigma_{MAX} = f(\varepsilon^P)$ (Modellparameter MINKLEY-Stoffmodell)
σ_ψ	Krümmung Dilatanzfunktion $\sigma_\psi = f(\varepsilon^P)$ (Modellparameter MINKLEY-Stoffmodell)
ϕ	Reibungswinkel
ϕ_R	Restreibungswinkel (Modellparameter MINKLEY-Schermodell)

Literaturverzeichnis

AHORNER, L.; SOBISCH, H.-G. (1988): Ein untertägiges Überwachungssystem im Kalibergwerk Hattorf zur Langzeiterfassung von seismischen Ereignissen im Werra-Kaligebiet. Kali und Steinsalz 10, 2, 38-49

CUNDELL, P. A.; HART, R. D. (1992): Numerical modeling of discontinua. Engineering Computations, Vol. 9, 101-113

GUTENBERG, B.; RICHTER, C. F. (1956): Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration. Bull. Seis. Soc. Am. 46, 105-145

IfG (2004): Gutachten zur gebirgsmechanischen Untersuchung des 3-Sohlenabbaus im Bereich des Steinsalzreviers der Grube Hattorf/Wintershall. Institut für Gebirgsmechanik GmbH Leipzig, unveröffentlicht

IfG (2005): Prognose der dynamischen Langzeitstabilität von Grubengebäuden im Salinar unter Berücksichtigung von Diskontinuitäts- und Schichtflächen. FE-Vorhaben BMBF, FKZ: 02 C 0892, Institut für Gebirgsmechanik GmbH Leipzig

IfG (2006): Spannungsmessungen an Pfeilern in der Verbundgrube Hattorf/Wintershall ehem. Revier 0. Institut für Gebirgsmechanik GmbH Leipzig, unveröffentlicht

ITASCA (2011): User's Guide for UDEC – Universal Distinct Element Code. Version 5.0, ITASCA Consulting Group Inc. Minneapolis, Minnesota USA

K+S (2000): Standsicherheitsnachweis der Grubenbaue im Bereich der Halde Hattorf. RBPI. zur Erweiterung der Rückstandshalde, Kali und Salz GmbH, Philippsthal, 22.03.2000

K+S (2001a): Verfahren zur Dimensionierung von Hartsalzpfeilern mit unterschiedlicher Grundfläche, Kassel, Sep. 2002, interner Bericht

K+S (2001b): Ergebnisprotokoll der Besprechung vom 18.01.01 und anschließende Befahrung der Grubenbaue der 1. Sohle unter der Halde Hattorf. K+S KALI GmbH, Werk Werra, Philippsthal, 21.03.2001

K+S (3/2007a): Notiz Befahrung der Grubenbaue der 1. Sohle unter der Halde Hattorf. K+S KALI GmbH, Werk Werra, Philippsthal, 01.03.2007

K+S (3/2007b): Gebirgsmechanische Bewertung der Grubenbaue im ehem. Revier 0 südlich des Schachtes Ransbach. K+S KALI GmbH, 14.03.2007

K+S (2008): Versatz der Grubenbaue im ehem. Revier 0 südlich des Schachtes Ransbach. K+S KALI GmbH, 04.08.2008

K+S (2012): Beratung mit dem IfG Leipzig am 27.06.2012 auf der Schachtanlage HERA in Philippsthal. K+S KALI GmbH, Werk Werra, 27.06.2012

K+S (2012/13): Werksangaben
K+S KALI GmbH, Werk Werra

LUX, K. H. (1984): Gebirgsmechanischer Entwurf und Felderfahrungen im Salzkavernenbau.
Ferdinand Enke Verlag Stuttgart

MINKLEY, W. (2004): Gebirgsmechanische Beschreibung von Entfestigung und
Sprödbbruch-erscheinungen im Carnallitit.
Schriftenreihe des Instituts für Gebirgsmechanik GmbH Leipzig, Shaker Verlag Aachen

RpK (2003): Erlaubnis zum versatzlosen Abbau von Kali- und Steinsalz für den Grubenbe-trieb
Hattorf/Wintershall der K+S KALI GmbH. Regierungspräsidium Kassel, Abt. Staatliches Um-
weltamt, Bad Hersfeld, 31.01.2003

RpK (2009): Zulassung des Sonderbetriebsplanes „Dauerhafte Stabilisierung des Baufeldes
im ehemaligen Revier 0 des Grubenbetriebes Hattorf/Wintershall südlich des Schachtes
Ransbach durch das Einbringen von Versatz.
Regierungspräsidium Kassel, Bad Hersfeld, 26.05.2009

SCHOBER, F.; SROKA, A. (1983): Die Berechnung von Bodenbewegungen über Kavernen
unter Berücksichtigung des zeitlichen Konvergenz- und Gebirgsverhaltens.
Kali und Steinsalz 8 (1983), 10

UHLENBECKER, F.-W. (1968a): Verformungsmessungen in der Grube und ergänzende
Laboruntersuchungen auf dem Kaliwerk Hattorf (Werra-Revier) im Hinblick auf eine
optimale Festlegung des Abbauverlustes bei größtmöglicher Sicherheit der Grubenbaue.
Diss. Clausthal 1968

UHLENBECKER, F.-W. (1968b): Kurzbeschreibung der Dimensionierungsmethode für den
Kalibergbau im Werra-Fulda-Gebiet der Bundesrepublik Deutschland. Interner Bericht

UHLENBECKER, F.-W. (1978): Neuere Forschungsergebnisse in der Gebirgsmechanik im
Hinblick auf den Abbau von carnallitischen Kaliflözen.
V. Internationales Salzsosymposium, Hamburg 1978

Anlagenverzeichnis

- 2-1 Geometrie der geplanten Haldenerweiterung Hattorf mit Höhenlinien

- 3-1 Haldenerweiterung Hattorf, Lage der Schnitte und versetzte Bereiche auf der 2. Sohle
- 3-2 Haldenerweiterung Hattorf, Schnitt A–A'
- 3-3 Haldenerweiterung Hattorf, Schnitt B–B'
- 3-4 Haldenerweiterung Hattorf, Faziesverteilung auf der 1. Sohle
- 3-5 Haldenerweiterung Hattorf, Faziesverteilung auf der 2. Sohle

- 4.4-1 Haldenerweiterung Hattorf – 1. Sohle,
 - a Dimensionierungszahlen unter Haldeneinfluss
 - b Statistische Verteilung der Abbauhöhen, Carnallithöhen und Dimensionierungszahlen auf der 1. Sohle
- 4.4-2 Haldenerweiterung Hattorf – Steinsalzrevier
 - a Dimensionierungszahlen unter Haldeneinfluss
 - b Statistische Verteilung der Abbauhöhen, Carnallithöhen und Dimensionierungszahlen im Steinsalzrevier
- 4.4-3 Haldenerweiterung Hattorf – 2. Sohle
 - a Dimensionierungszahlen unter Haldeneinfluss
 - b Statistische Verteilung der Abbauhöhen, Carnallithöhen und Dimensionierungszahlen auf der 2. Sohle

- 4.5.1-1 Haldenerweiterung Hattorf –1. Sohle
 - a Lage der Konvergenzmessstellen
 - b Konvergenzen Messpunkte 1080 und 1077
- 4.5.1-2 Haldenerweiterung Hattorf – Steinsalzrevier
 - a Lage der Konvergenzmessstellen
 - b Konvergenzen Messpunkte 4026 und 4036
- 4.5.1-3 Haldenerweiterung Hattorf – 2. Sohle / Revier 38
 - a Lage der Konvergenzmessstellen
 - b Konvergenzen Messpunkte 2520 und 2519

- 4.5.1-4 Haldenerweiterung Hattorf – 2. Sohle / Revier 0
 - a Lage der Konvergenzmessstellen
 - b Lage der Pfeilersetzungen bzw. -brüche
 - c Konvergenzen Pfeilersetzungsbereiche nach K+S, 2007
- 4.5.2-1 Haldenerweiterung Hattorf – 1. und 2. Sohle
 - a übertägige Senkungen 2009
 - b Übertagesenkung Messpunkte 1474 und 1054
- 4.5.4-1 Zusammenstellung aller seismischen Registrierungen im Zeitraum 1978 bis 07/2012 im Einflussbereich der Halde
- 4.5.4-2 Haldenerweiterung Hattorf – 1. Sohle
 - Abbauentwicklung und Orte seismischer Ereignisse
- 4.5.4-3 Haldenerweiterung Hattorf – Steinsalzrevier
 - Abbauentwicklung und Orte seismischer Ereignisse
- 4.5.4-4 Haldenerweiterung Hattorf – 2. Sohle
 - Abbauentwicklung und Orte seismischer Ereignisse

- 5.1-1 Strukturaufbau der numerischen Berechnungsmodelle
 - a NW-SE-Modellschnitt
 - b SW-NE-Modellschnitt
- 5.1-2 im Modell angesetztes Festigkeitsverhalten für die anstehenden Salinargesteine, abgeleitet aus den Ergebnissen am IfG durchgeführter triaxialer Druckversuche
- 5.1-3 Modellierungsvorgaben für NW-SE-Modellschnitt, 1. und 2. Abbausohle zzgl. Steinsalzrevier
- 5.1-4 Modellierungsvorgaben für SW-NE-Modellschnitt, 1. und 2. Abbausohle
- 5.1-5 im Modell angesetzte Versatzdruckkurve, Ableitung für langsame Verformungsraten bei 50 % Endkonsolidierung

- 5.2-1 SW-NE-Modellschnitt
 - a Berechnete Senkungsentwicklung bis zum Jahr 2013
 - b Berechnete Konvergenzentwicklung für ausgewählte Messpunkte bis zum Jahr 2013
- 5.2-2 SW-NE-Modellschnitt – Belastungsentwicklung an ausgewählten Tragpfeilern bis zum Jahr 2013

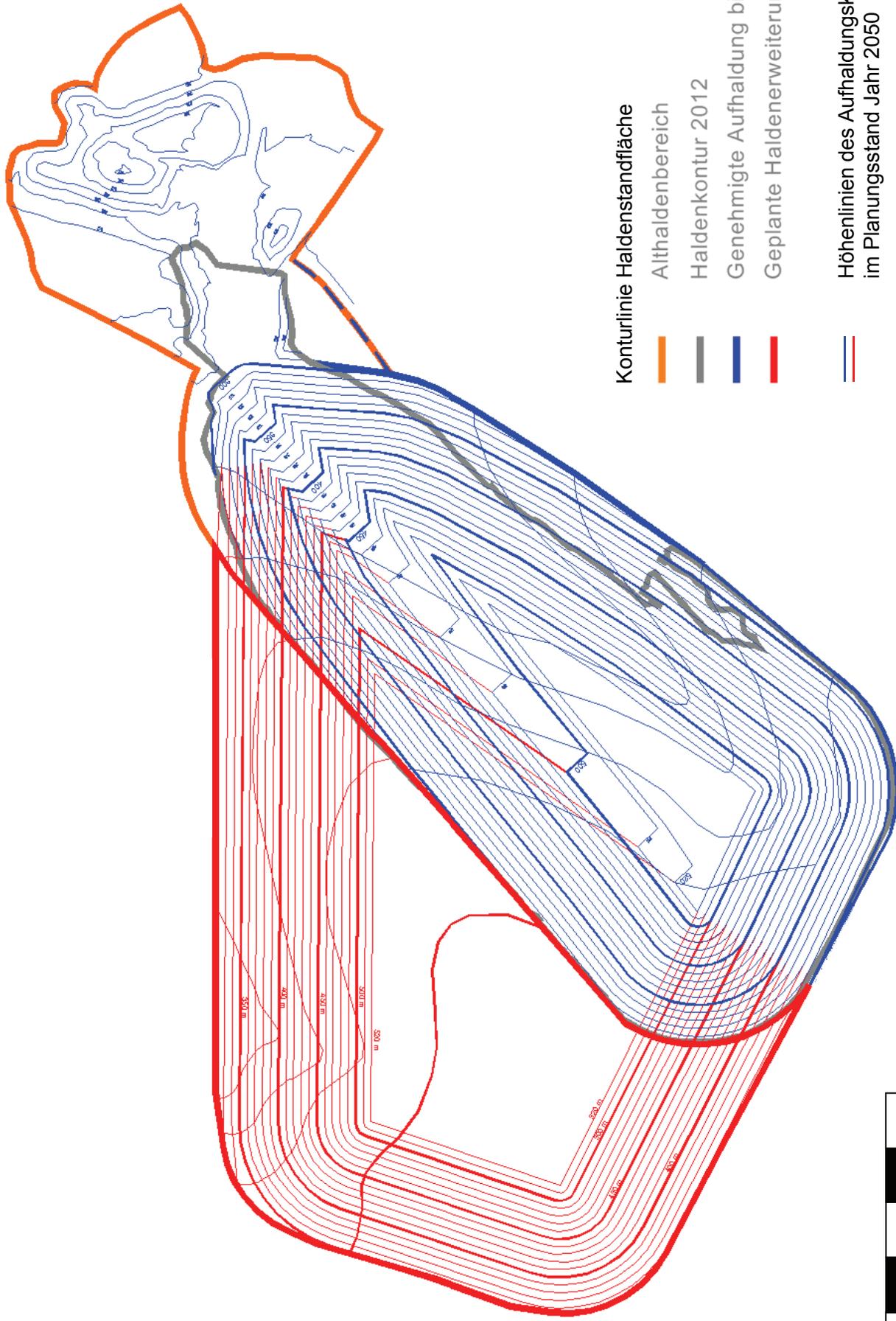
- 5.2-3 Berechnete Senkungsentwicklung bis 10.000 Jahre nach Beginn der Baufeldauffahrung
 - a SW-NE-Modellschnitt
 - b NW-SE-Modellschnitt
- 5.2-4 Berechnete Einspannungsentwicklung im Bereich der hangenden Salinarbarriere bis 10.000 Jahre nach Beginn der Baufeldauffahrung
 - a SW-NE-Modellschnitt
 - b NW-SE-Modellschnitt
- 5.2-5 SW-NE-Modellschnitt – Bewertung der Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts für verschiedene Zeitpunkte im Langzeitverhalten bis 10.000 Jahre nach Beginn der Baufeldauffahrung
- 5.2-6 NW-SE-Modellschnitt – Bewertung der Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts für verschiedene Zeitpunkte im Langzeitverhalten bis 10.000 Jahre nach Beginn der Baufeldauffahrung

- 5.3-1 Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Identifizierung von Verdachtsarealen im Bereich der 1. und 2. Sohle zur näheren Untersuchung durch numerische Modellberechnungen
- 5.3-2 Berechnungsergebnisse zur dynamischen Gefährdung
Bereich 1Sa – 1. Sohle, Betrachtungszeitpunkt: Jahr 2013
- 5.3-3 Berechnungsergebnisse zur dynamischen Gefährdung
Bereich 1Sa – 1. Sohle, Betrachtungszeitpunkt: Jahr 2425
- 5.3-4 Berechnungsergebnisse zur dynamischen Gefährdung
Bereich 1Sb – 1. Sohle, Betrachtungszeitpunkt: Jahr 2050
- 5.3-5 Berechnungsergebnisse zur dynamischen Gefährdung
Bereich 2Sa – 2. Sohle, Betrachtungszeitpunkt: Jahr 2050
- 5.3-6 Berechnungsergebnisse zur dynamischen Gefährdung
Bereich 2Sb – 2. Sohle, Betrachtungszeitpunkt: Jahr 2025
- 5.3-7 Berechnungsergebnisse zur dynamischen Gefährdung
Bereich 2Sc – 2. Sohle, Betrachtungszeitpunkt: Jahr 2013
- 5.3-8 Berechnungsergebnisse zur dynamischen Gefährdung
Bereich 2Sd – 2. Sohle, Betrachtungszeitpunkt: Jahr 2013
- 5.3-9 Berechnungsergebnisse zur dynamischen Gefährdung
Bereich 2Se – 2. Sohle, Betrachtungszeitpunkt: Jahr 2050

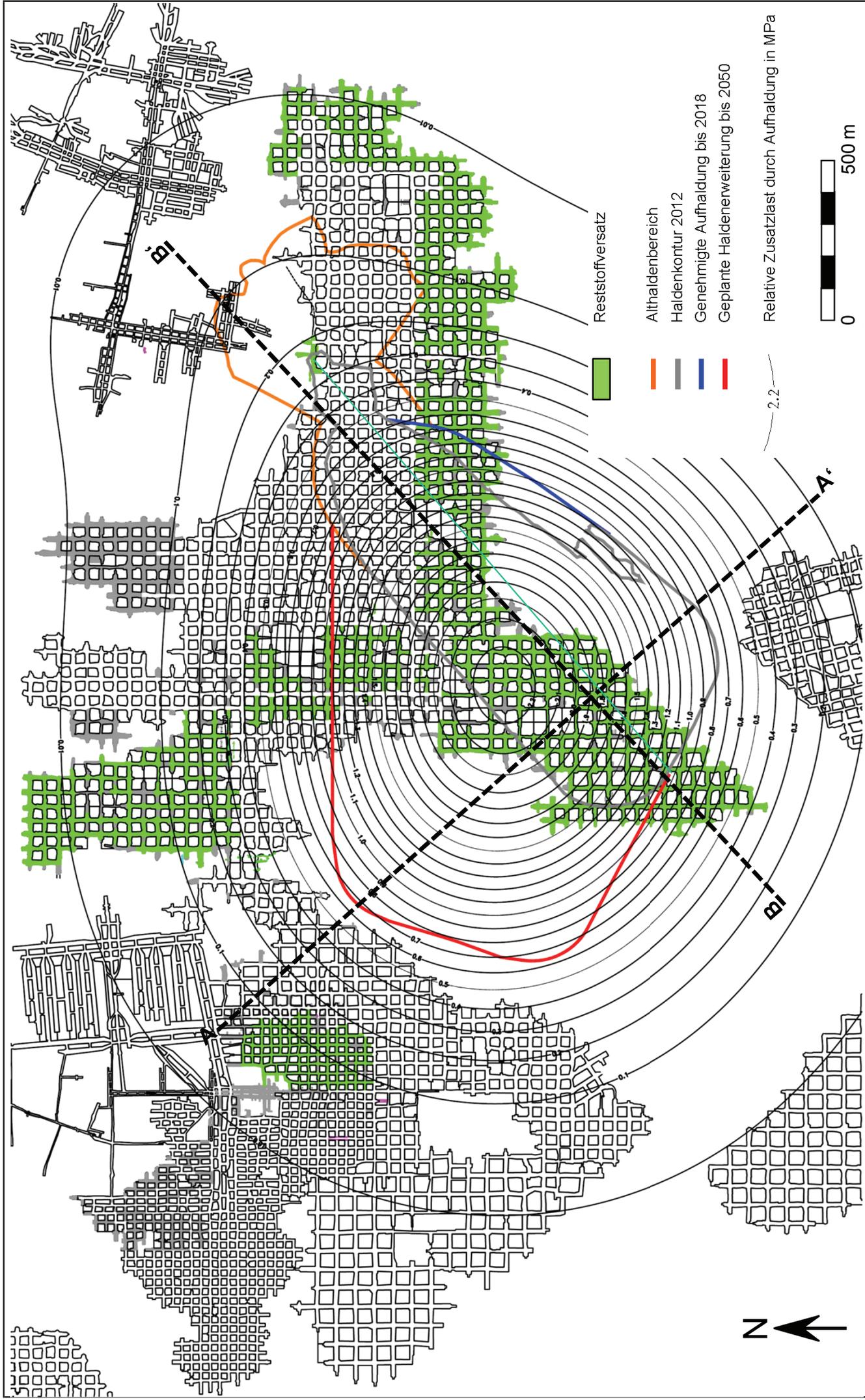
5.3-10 Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter dynamischen Beanspruchungsbedingungen

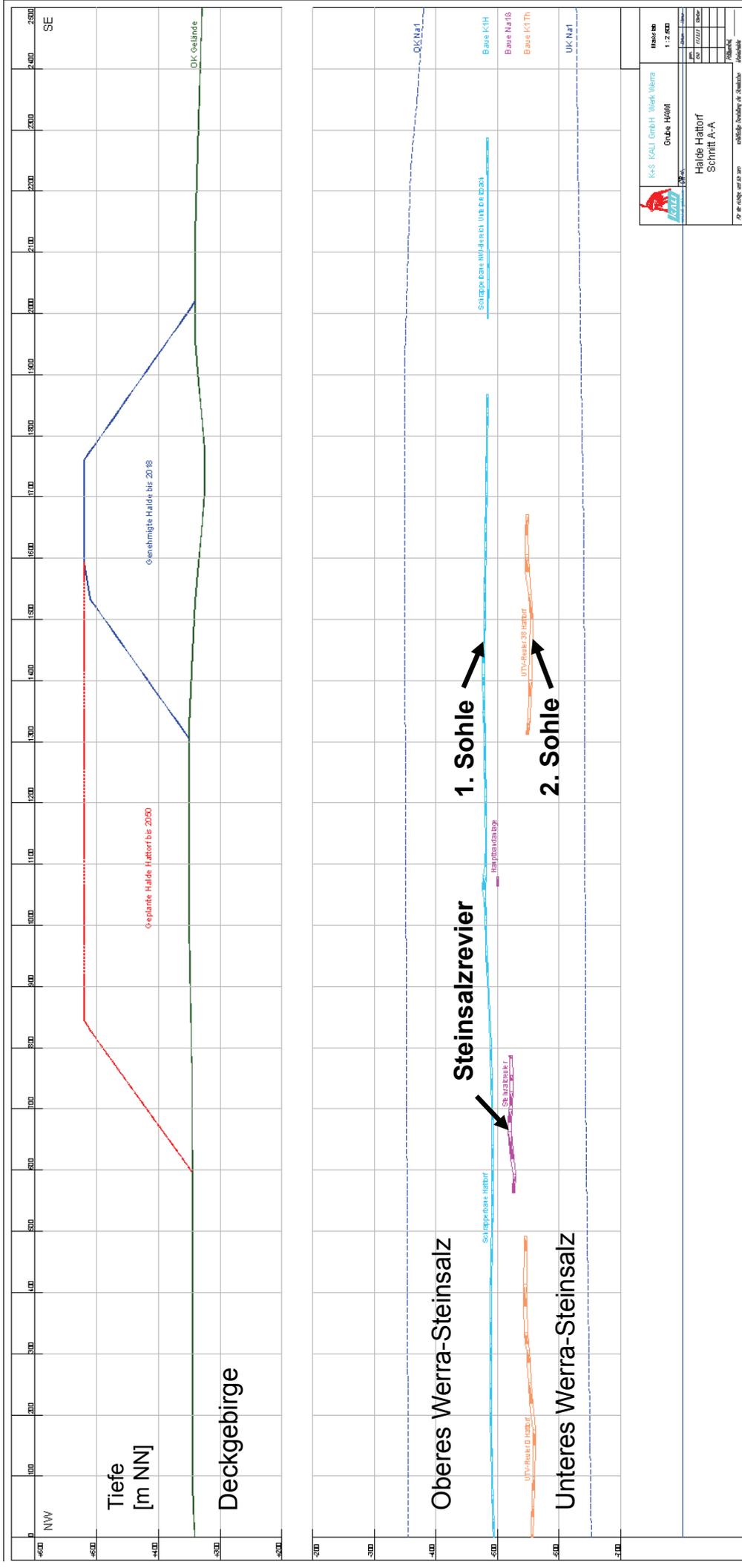
Bereich 1Sb – 1. Sohle

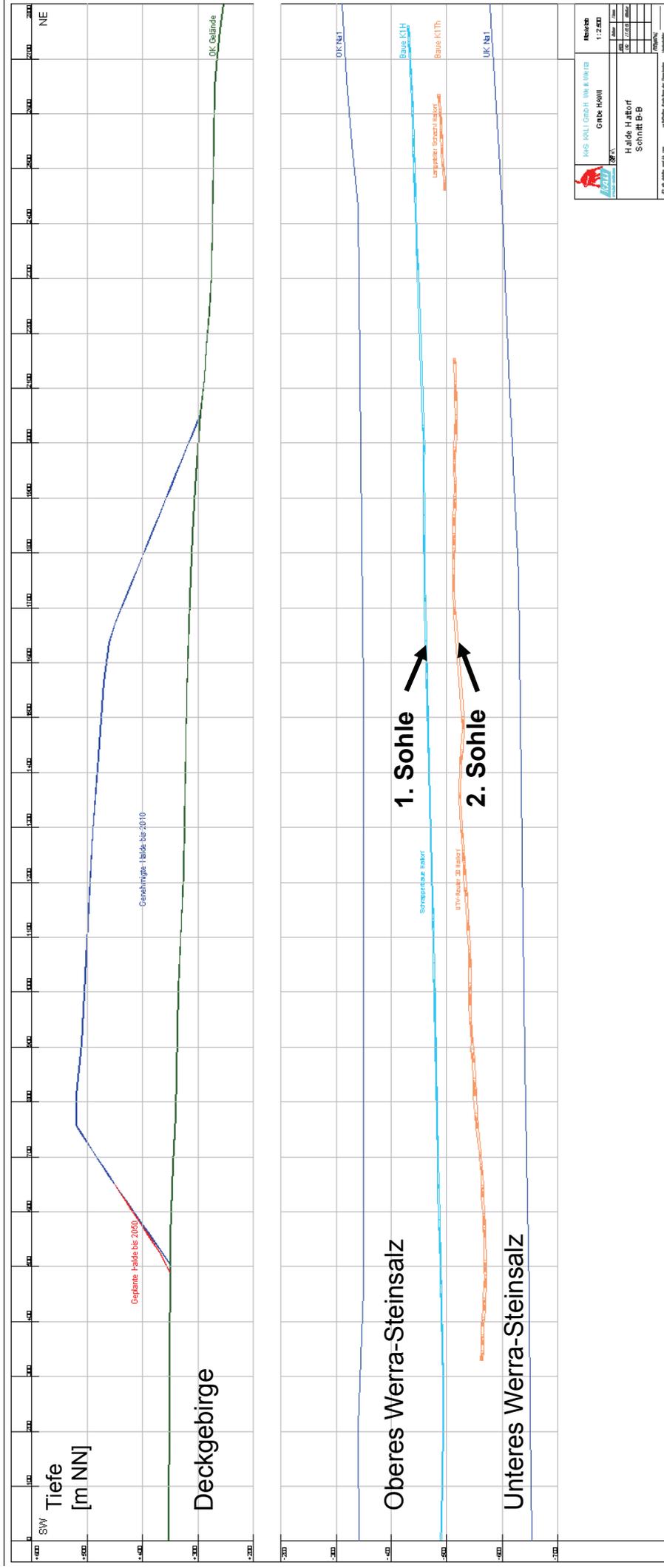
Bereich 2Sc – 2. Sohle

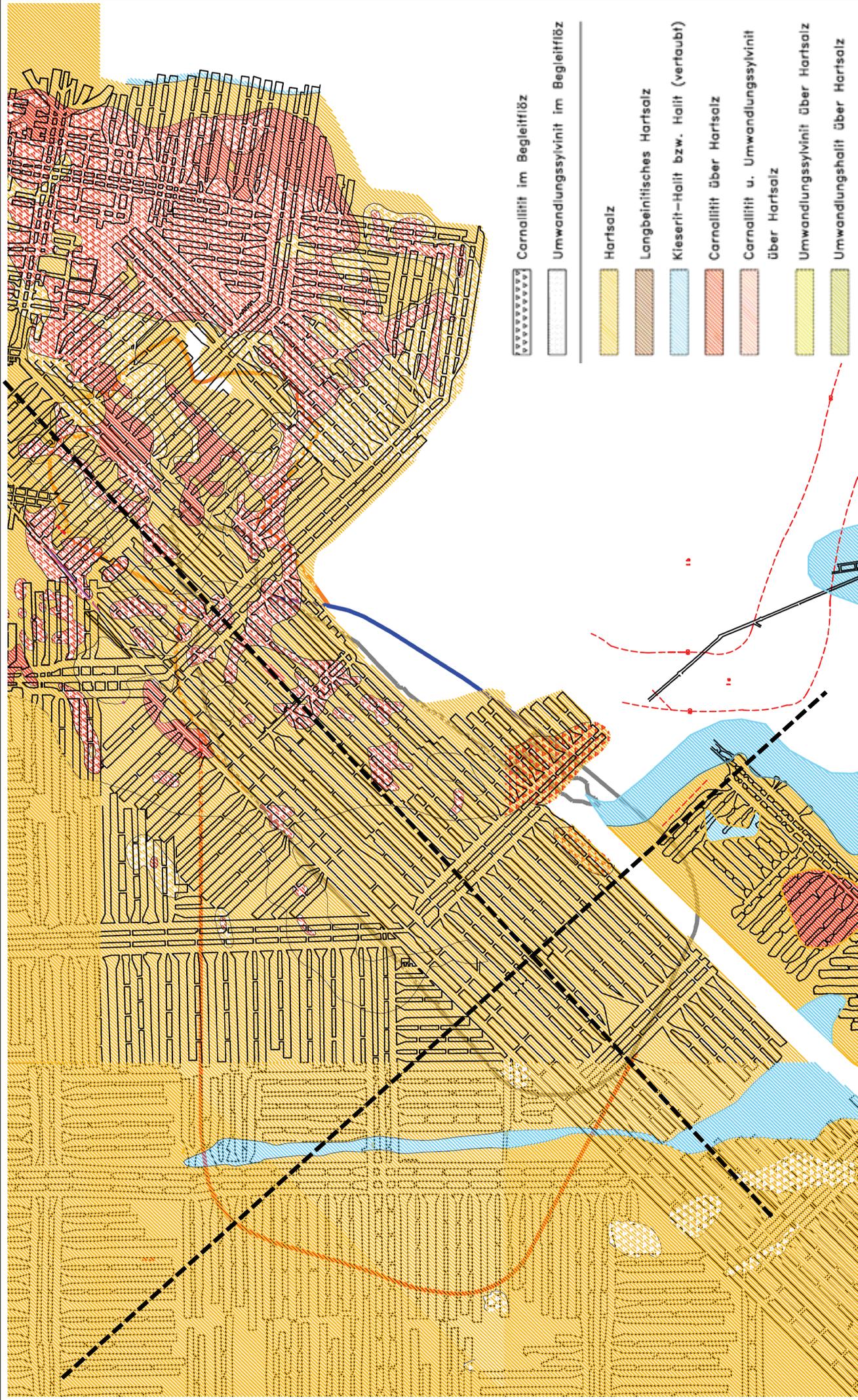


**Geometrie der geplanten Haldenerweiterung Hattorf
mit Höhenlinien**

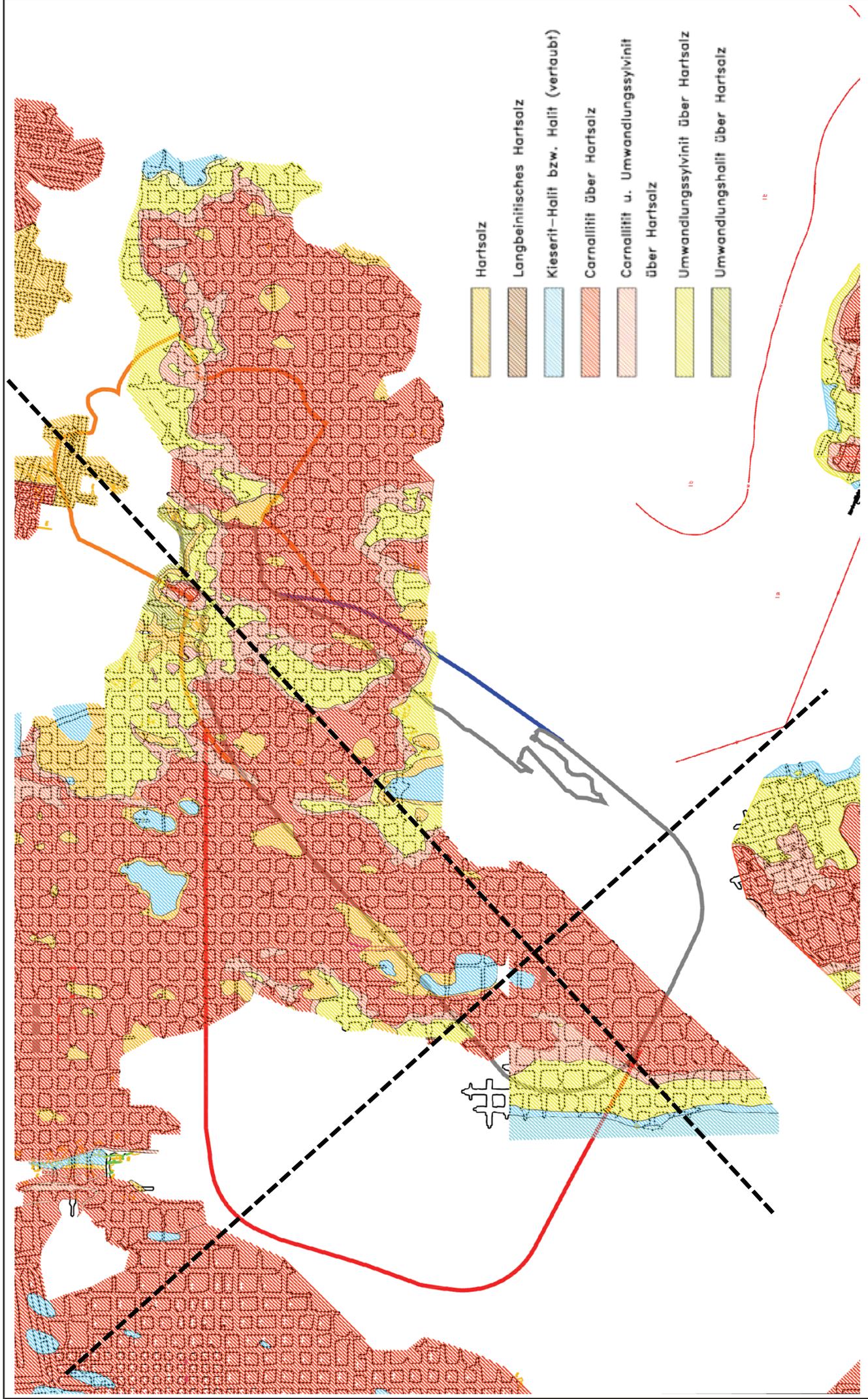








Haldenerweiterung Hattorf
Faziesverteilung auf der 1. Sohle



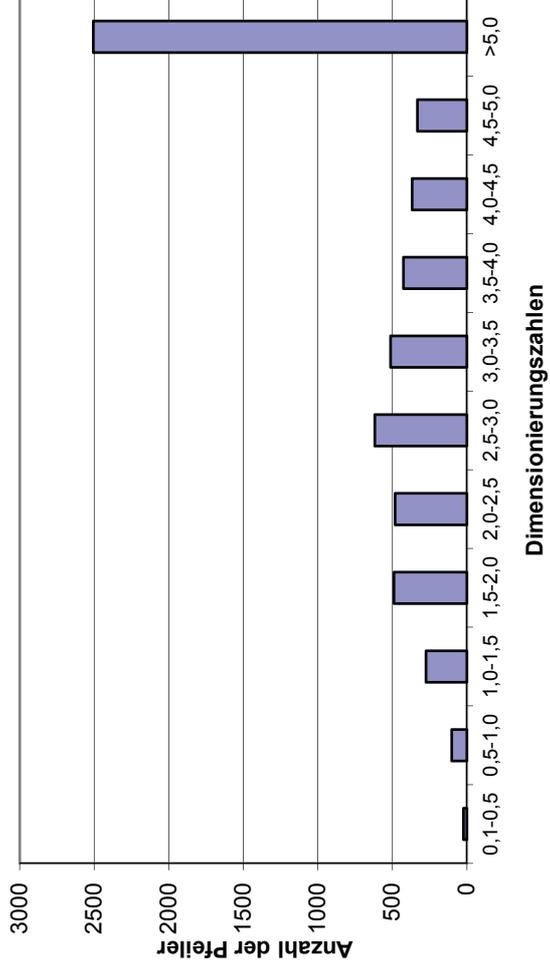
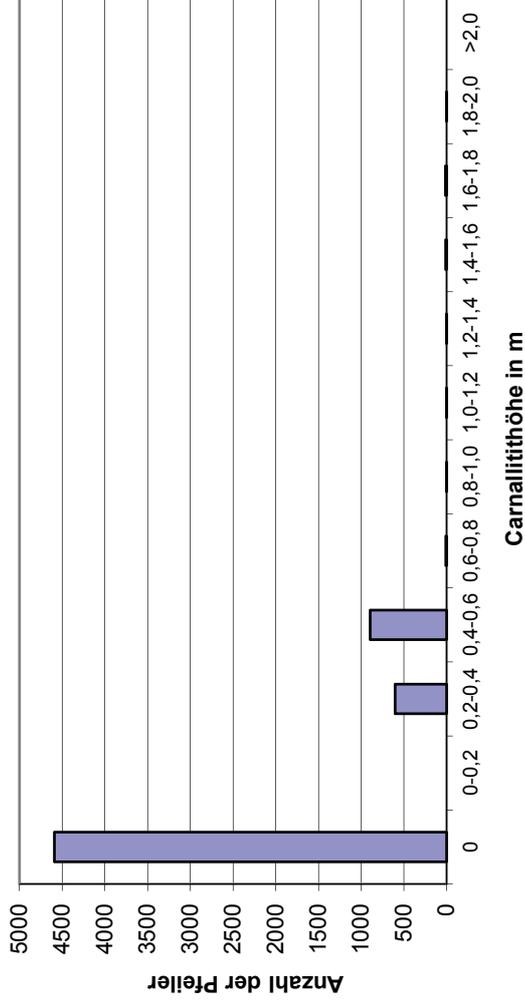
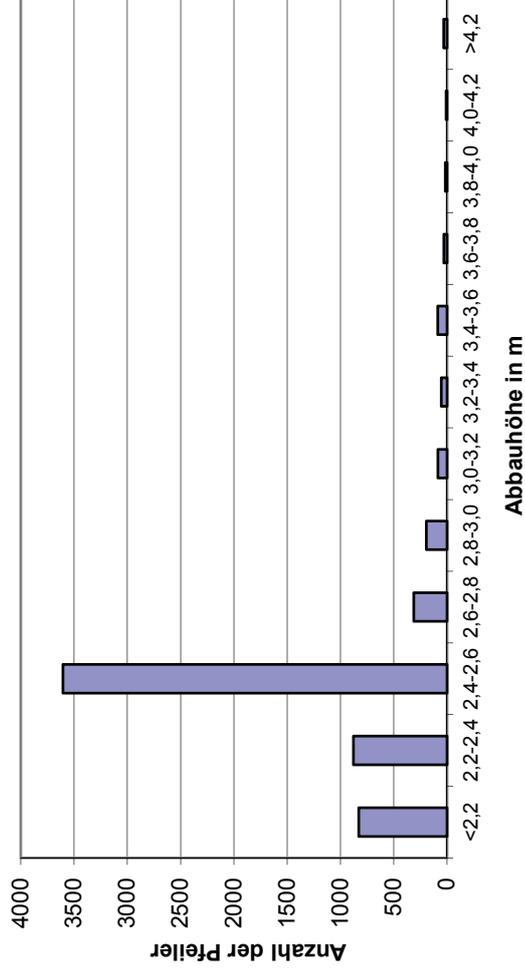
**Haldenerweiterung Hattorf
Faziesverteilung auf der 2. Sohle**



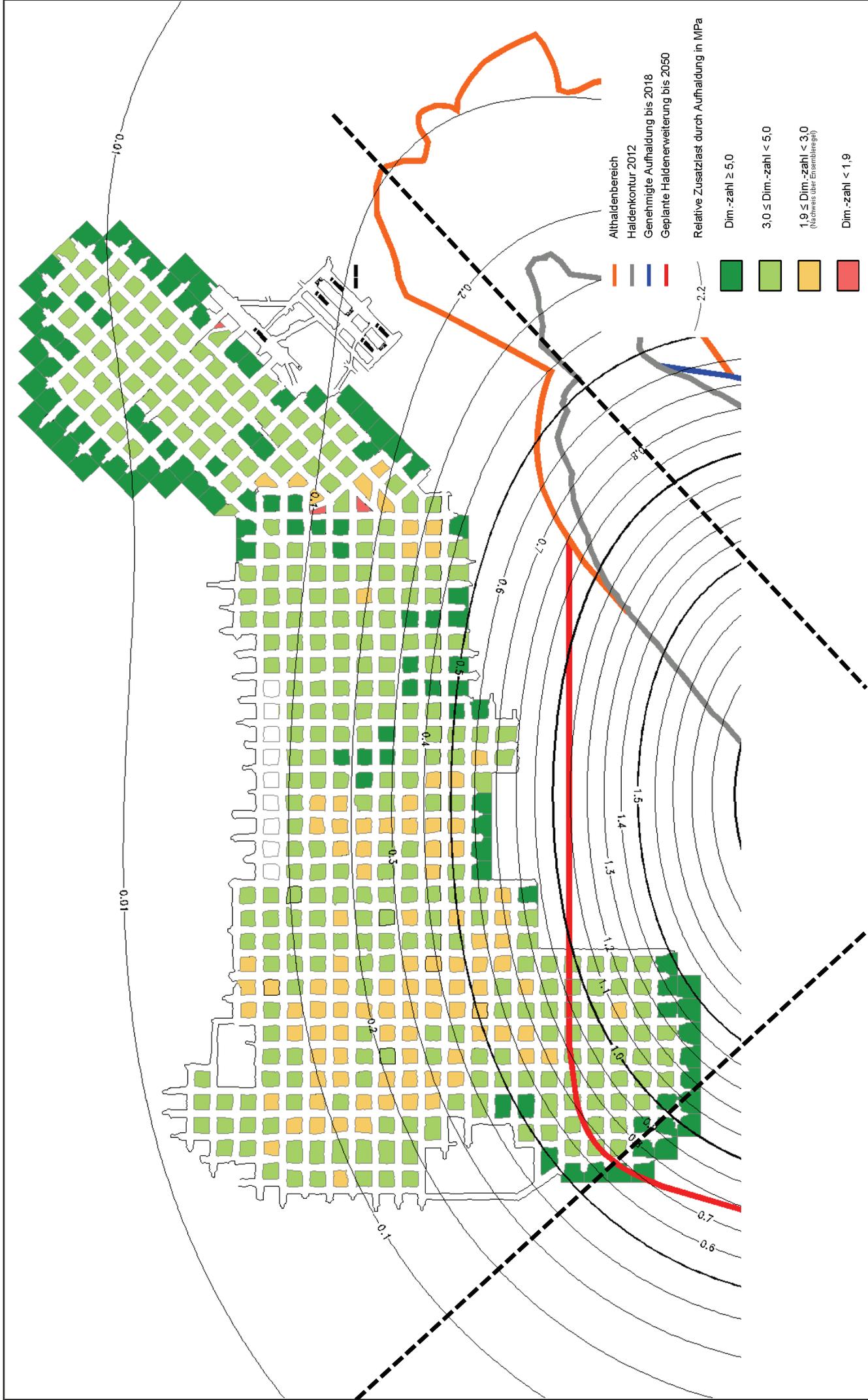
Haldenerweiterung Hattorf – 1. Sohle
Dimensionierungszahlen unter Haldeneinfluss

Institut für
 Gebirgsmechanik
 GmbH



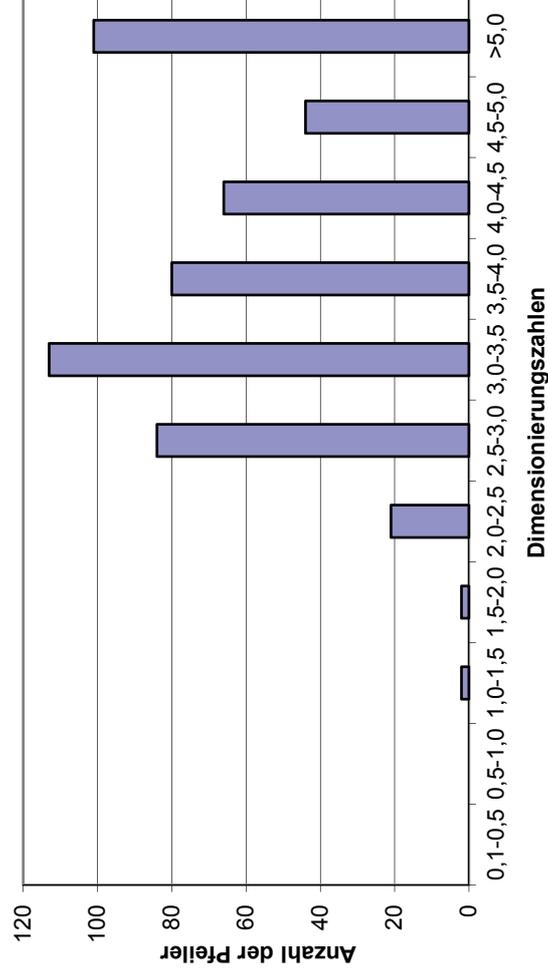
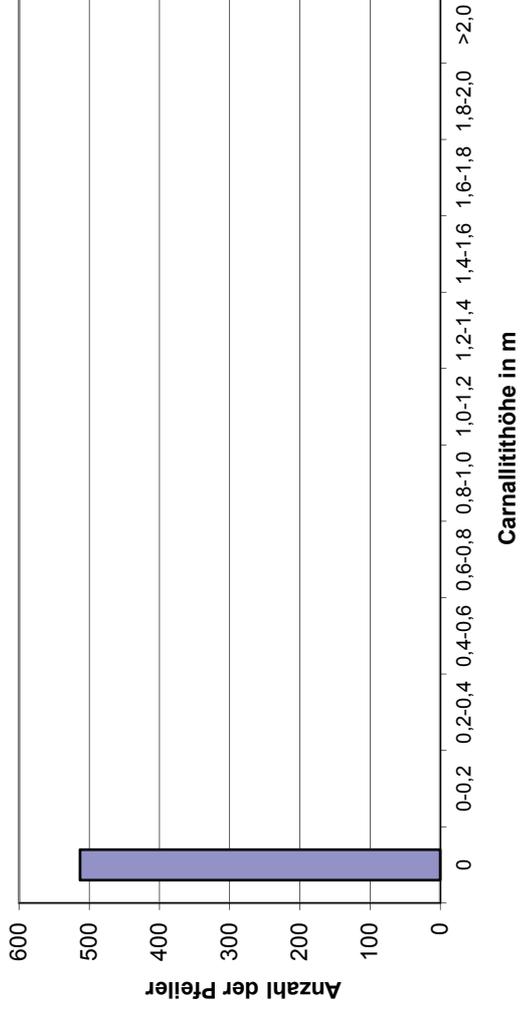
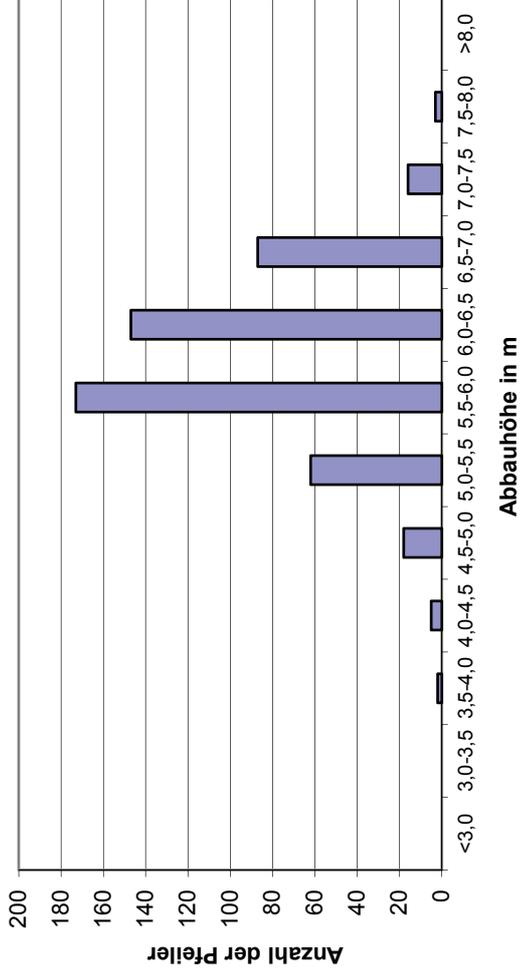


Statistische Verteilung der Abbauparameter unter Haldeneinfluss 1. Sohle

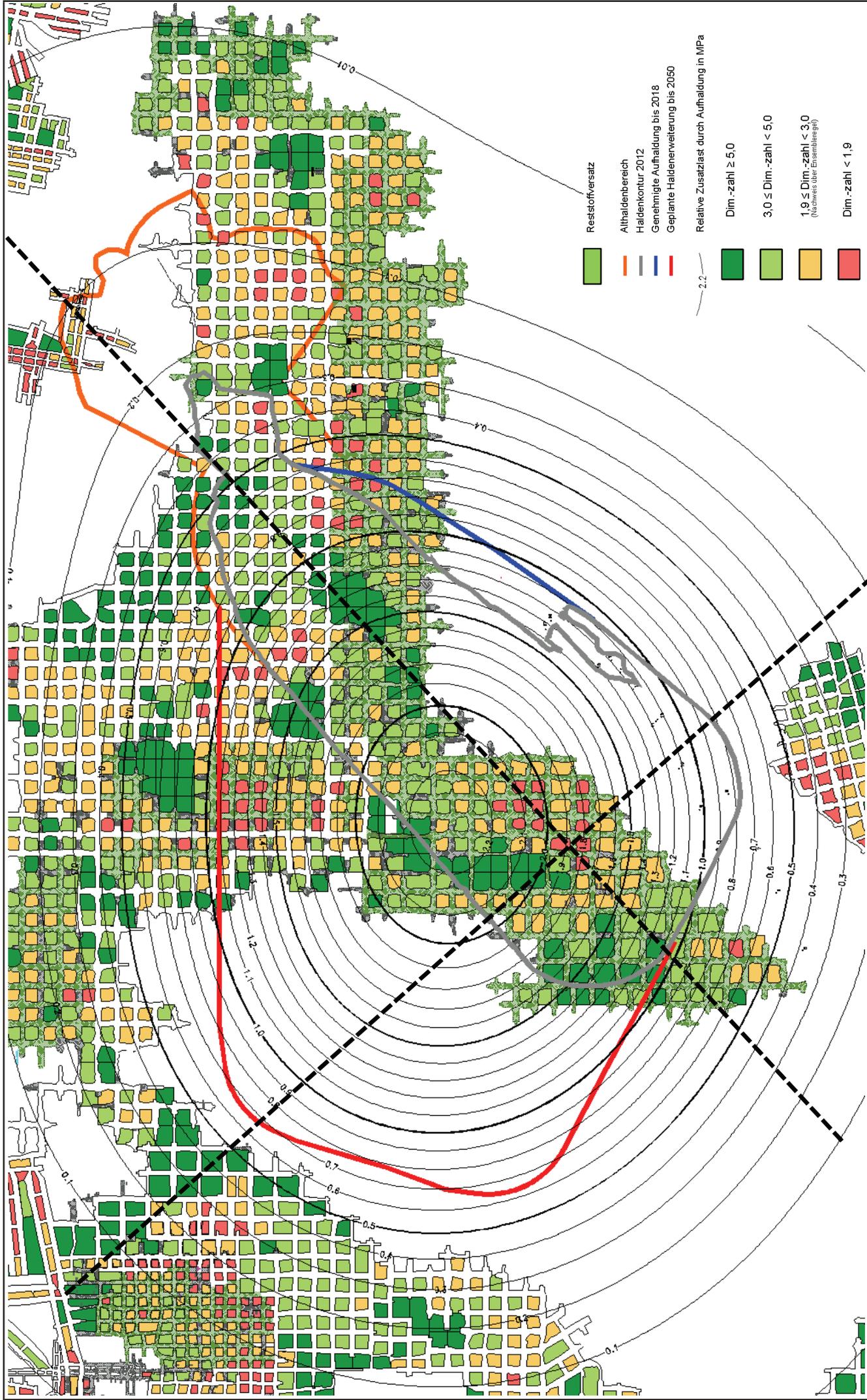


Haldenerweiterung Hattorf – Steinsalzrevier
Dimensionierungszahlen unter Haldeneinfluss





Statistische Verteilung der Abbauparameter unter Haldeneinfluss Steinsalzrevier

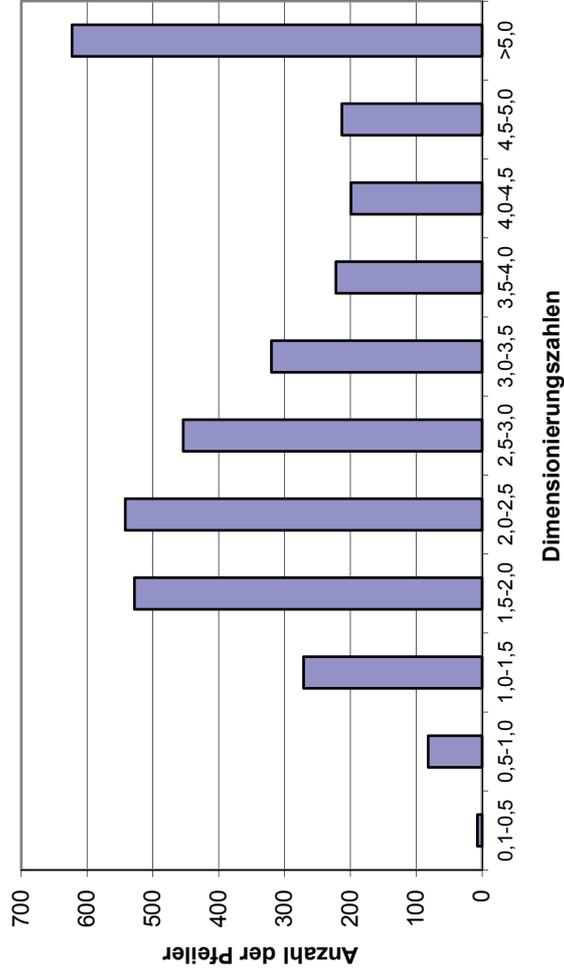
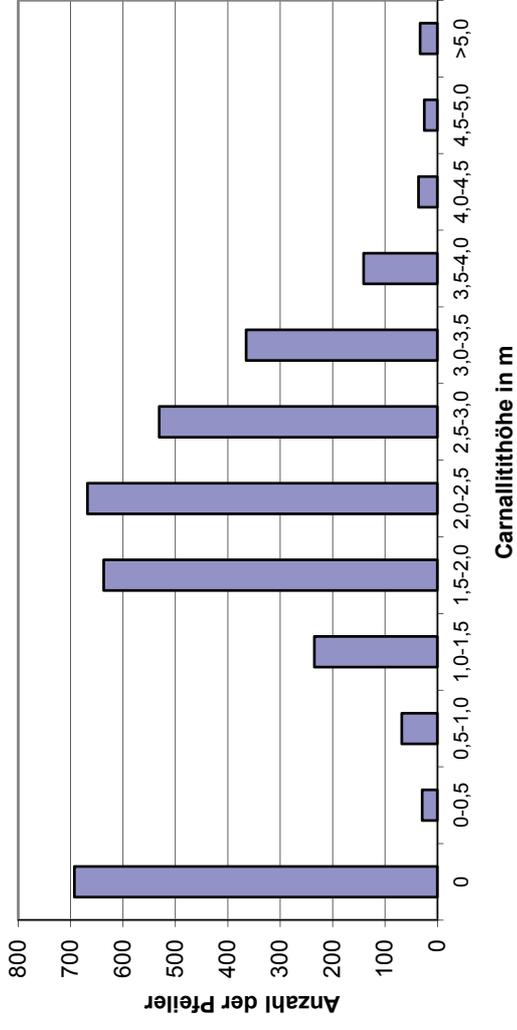
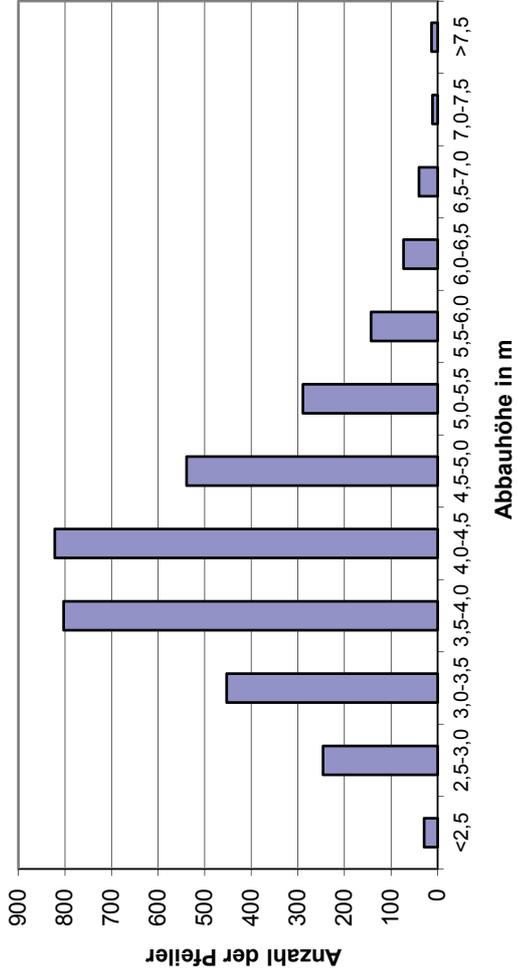


Haldenweiterung Hattorf – 2. Sohle Dimensionierungszahlen unter Haldeneinfluss

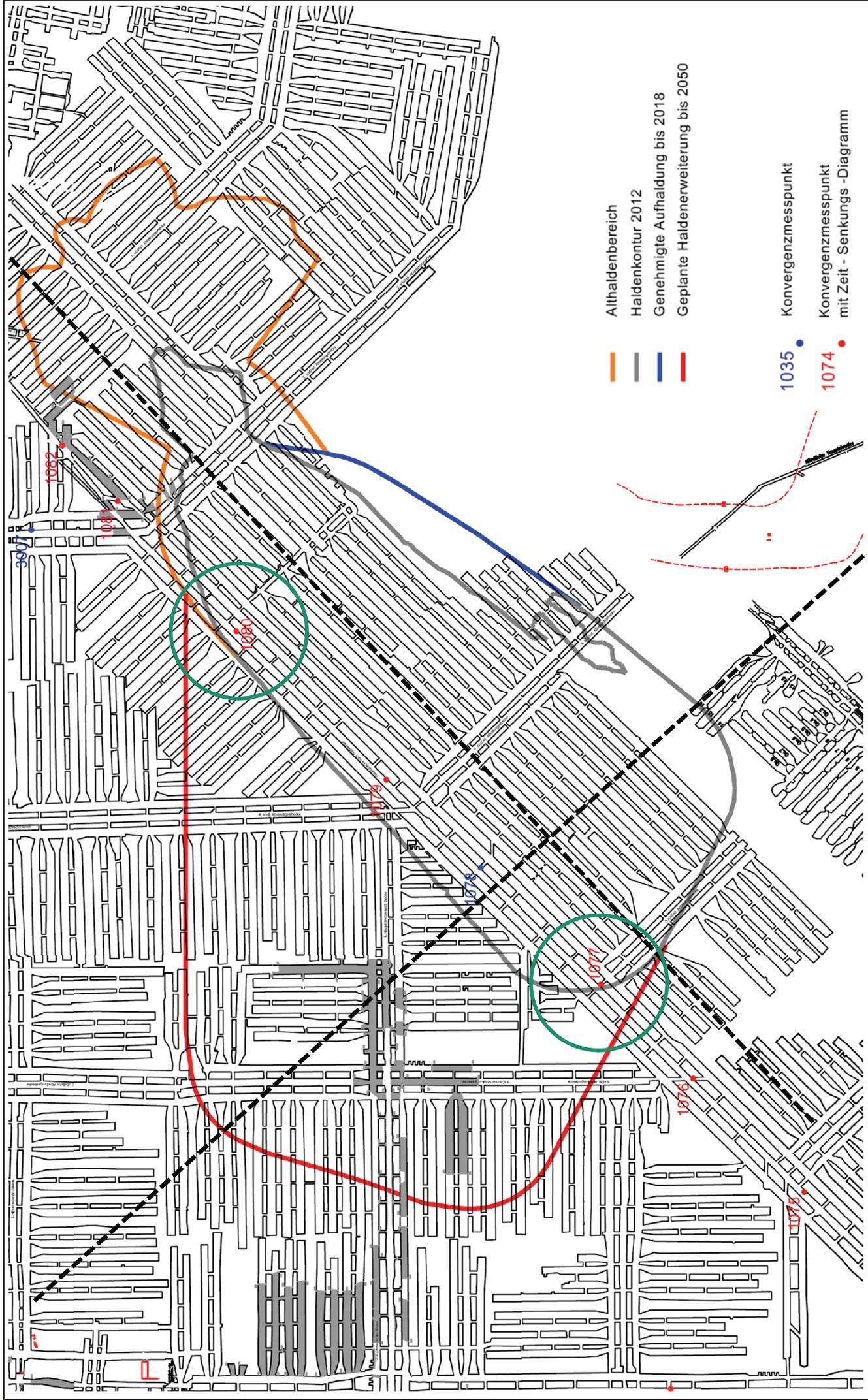
Anlage 4.4–3a

Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH





Statistische Verteilung der Abbauparameter unter Haldeneinfluss 2. Sohle



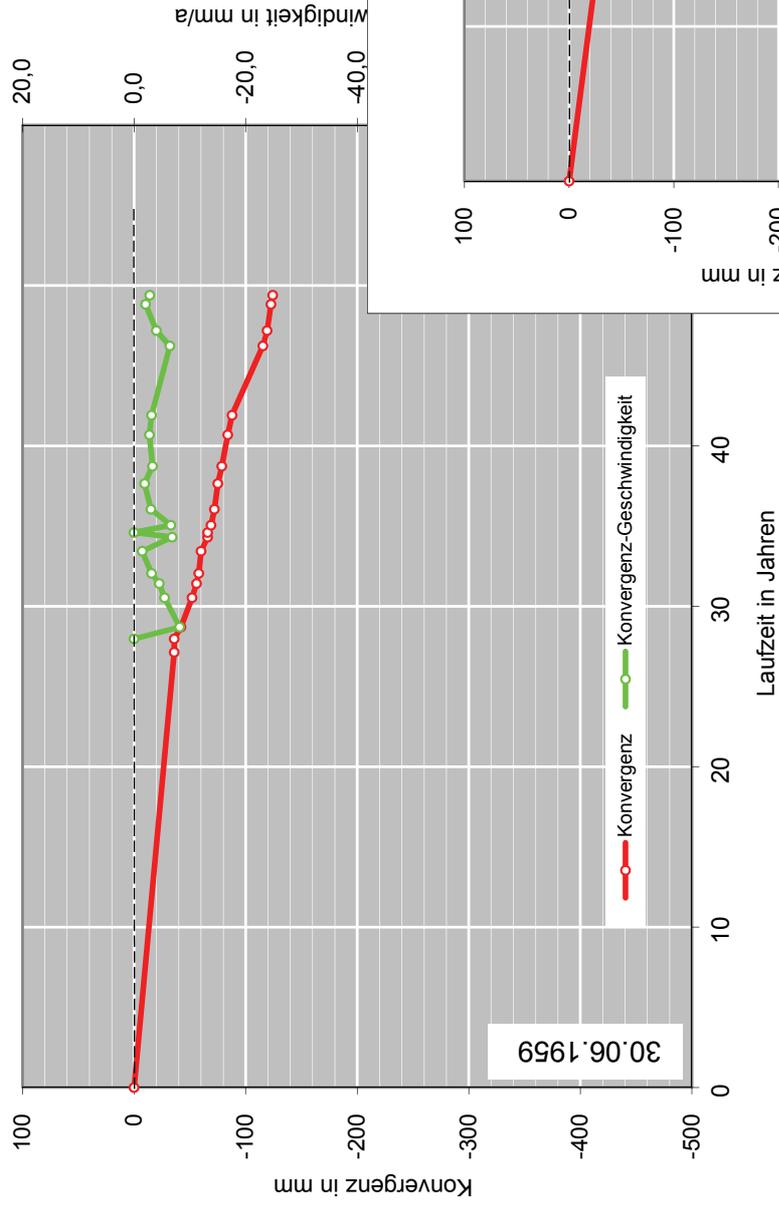
Haldenerweiterung Hattorf – 1. Sohle Lage der Konvergenzmessstellen

Anlage 4.5.1-1a

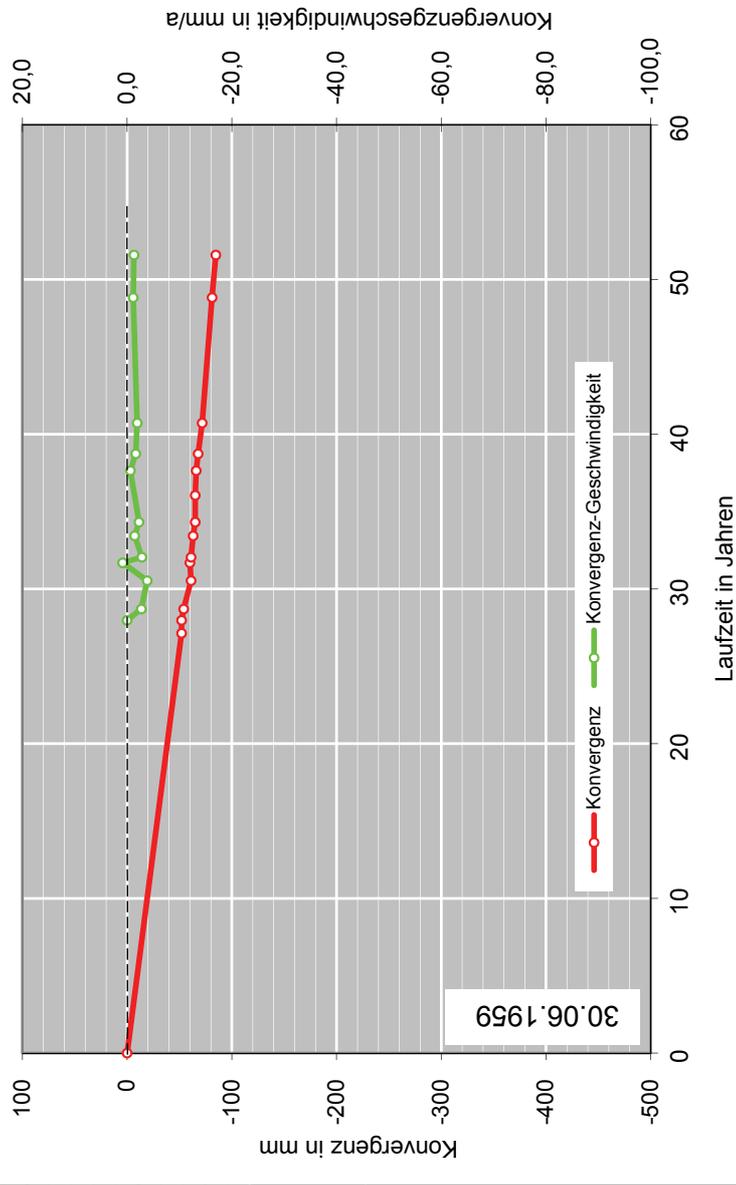
Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

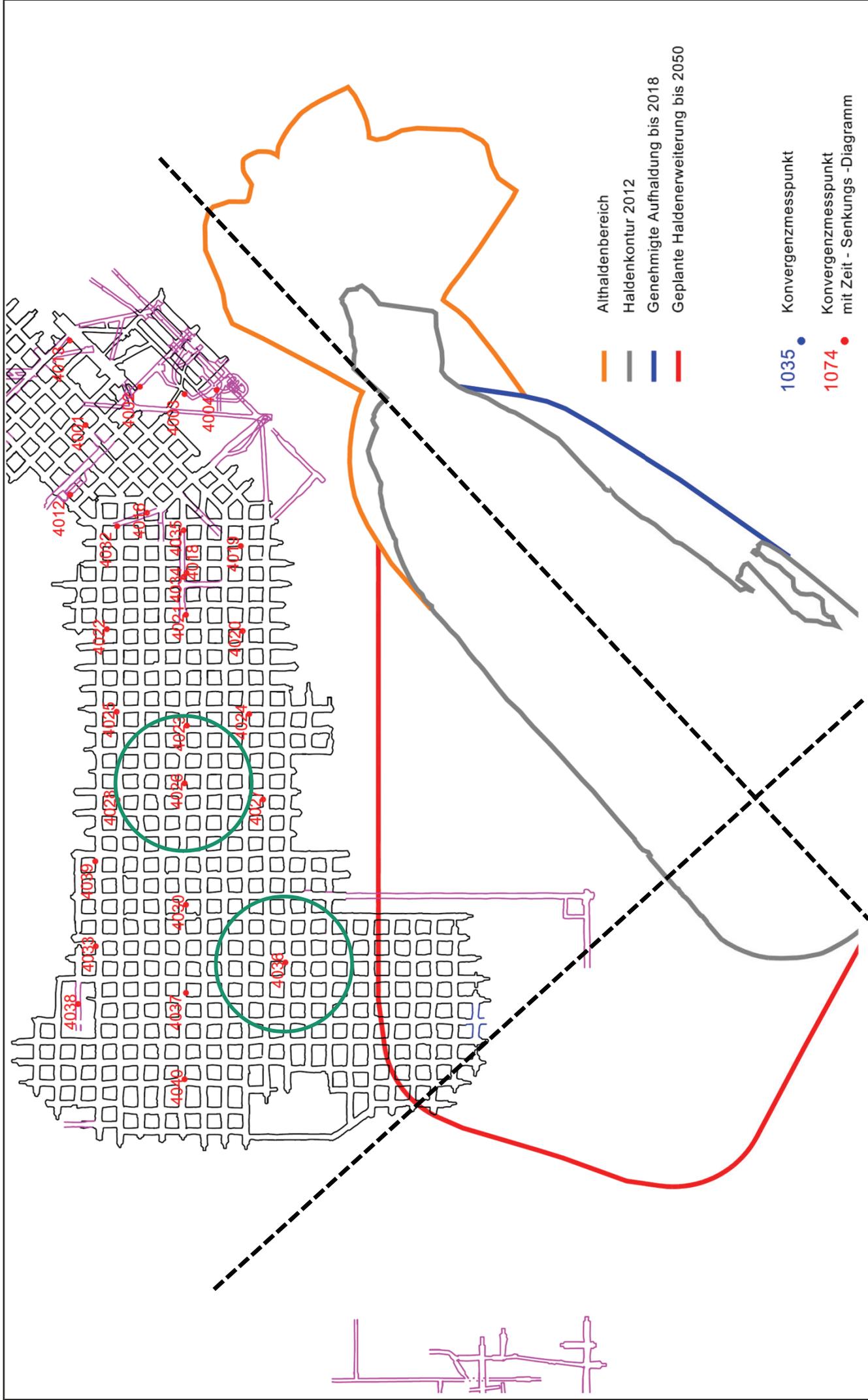


Konvergenz-Diagramm 1080



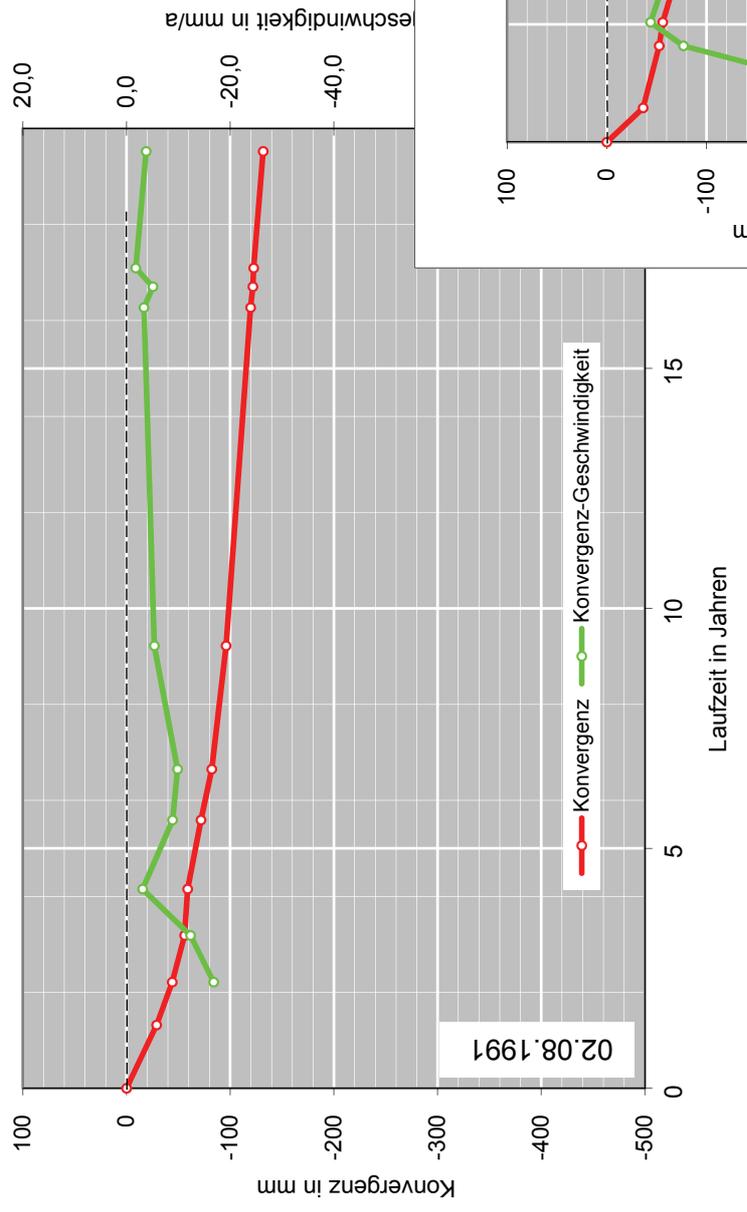
Konvergenz-Diagramm 1077



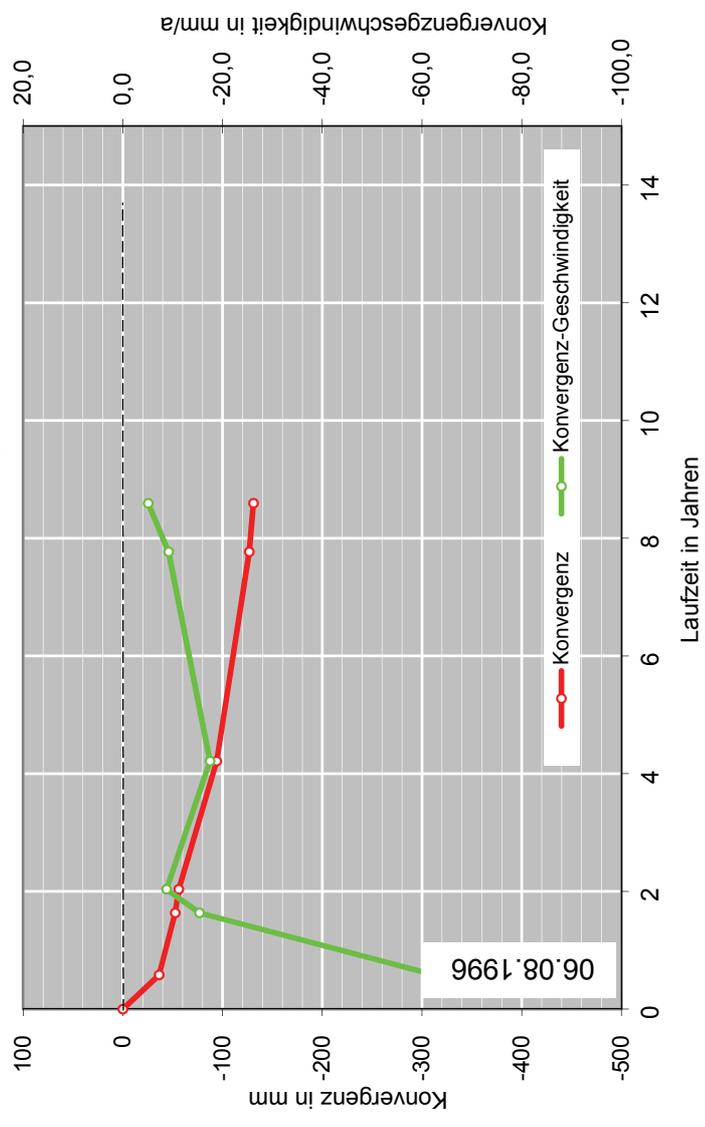


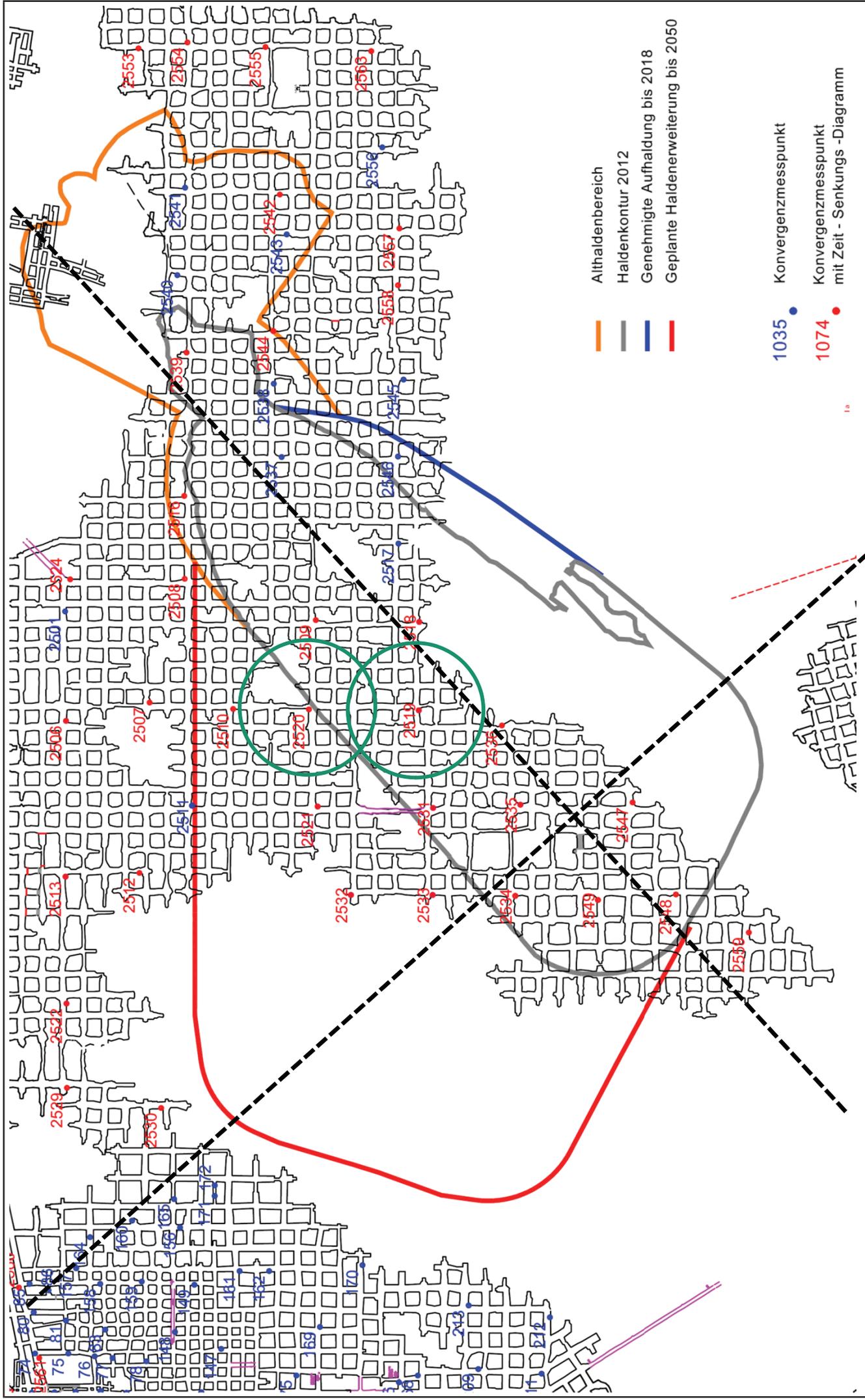
**Haldenerweiterung Hattorf – Steinsalzrevier
Lage der Konvergenzmessstellen**

Konvergenz-Diagramm 4026

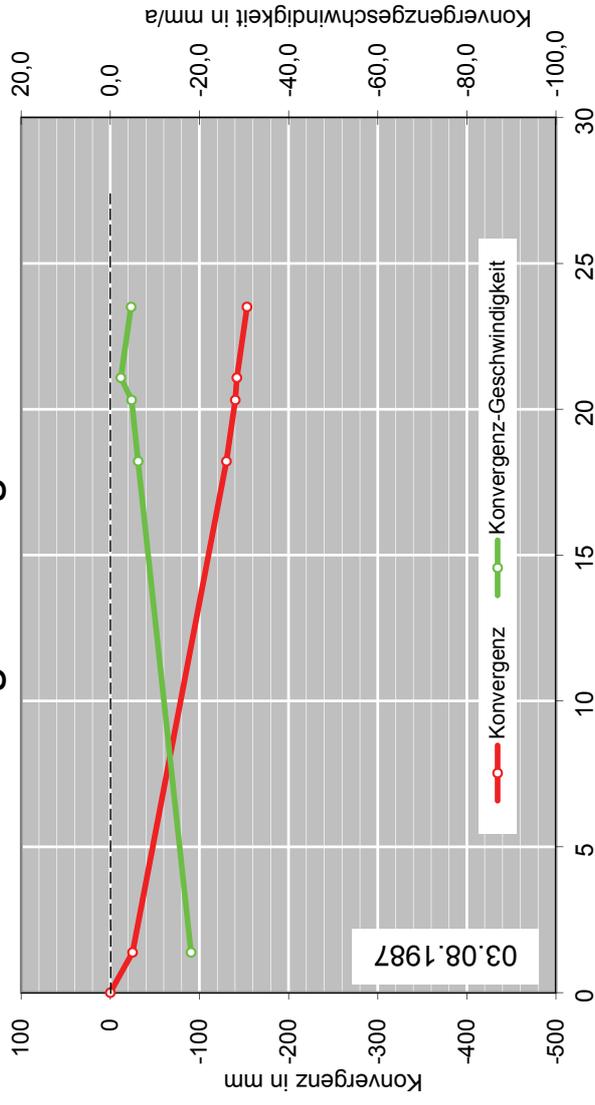


Konvergenz-Diagramm 4036

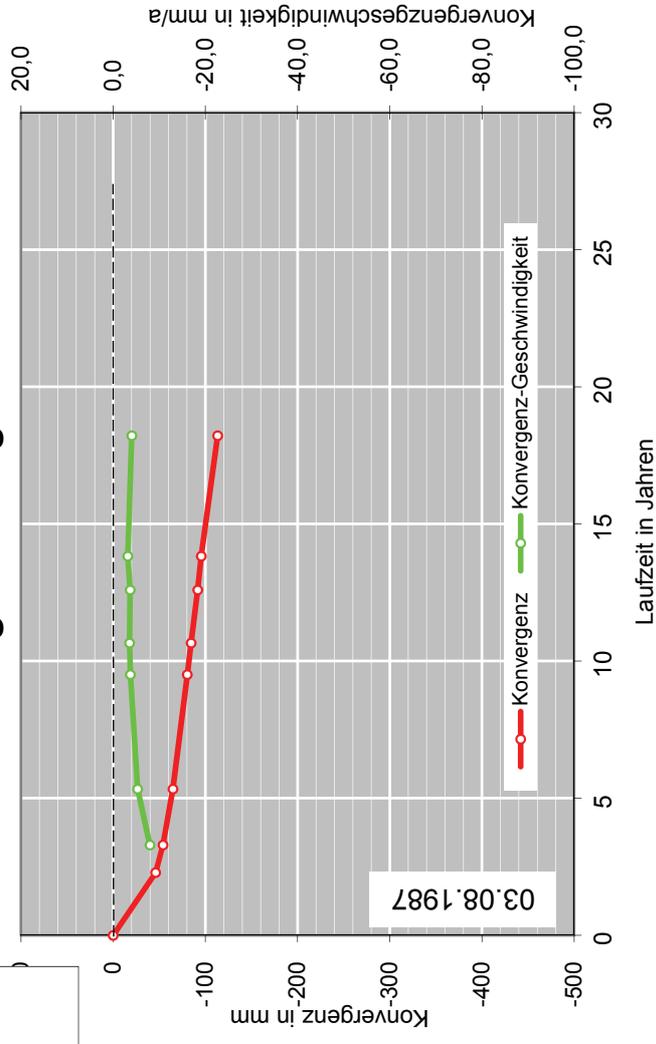


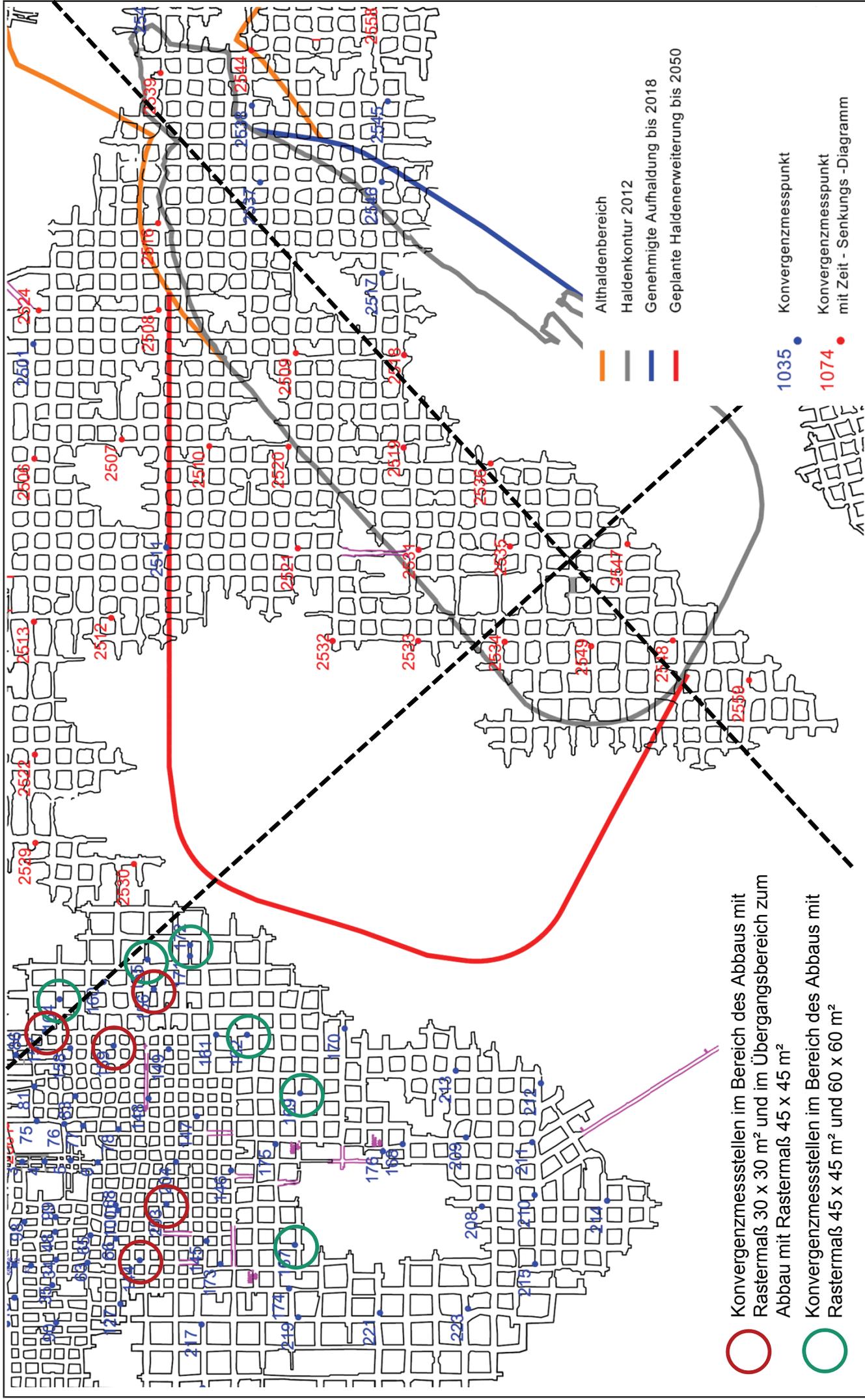


Konvergenz-Diagramm 2520

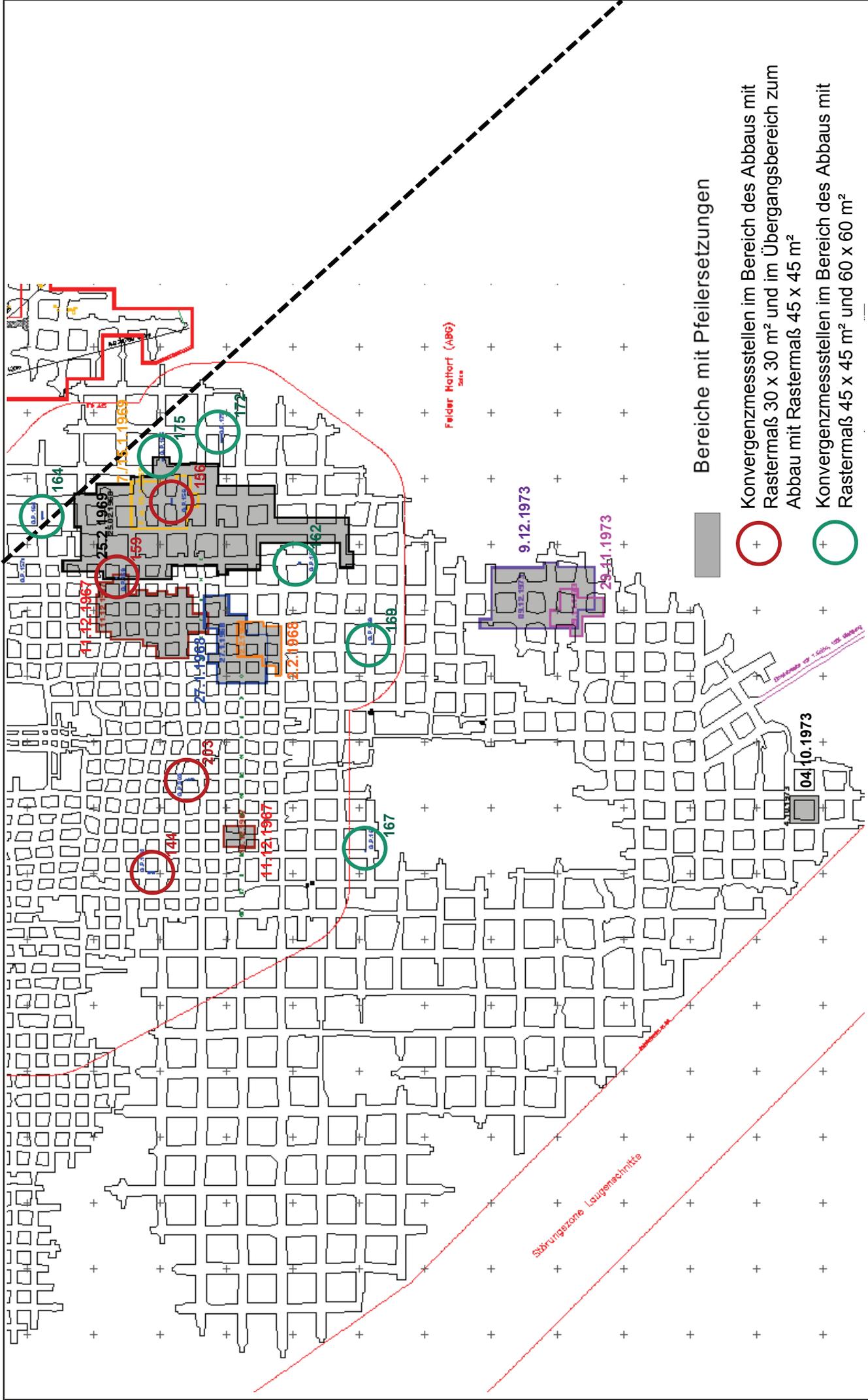


Konvergenz-Diagramm 2519





Haldenerweiterung Hattorf – 2. Sohle / Revier 0 Lage der Konvergenzmessstellen



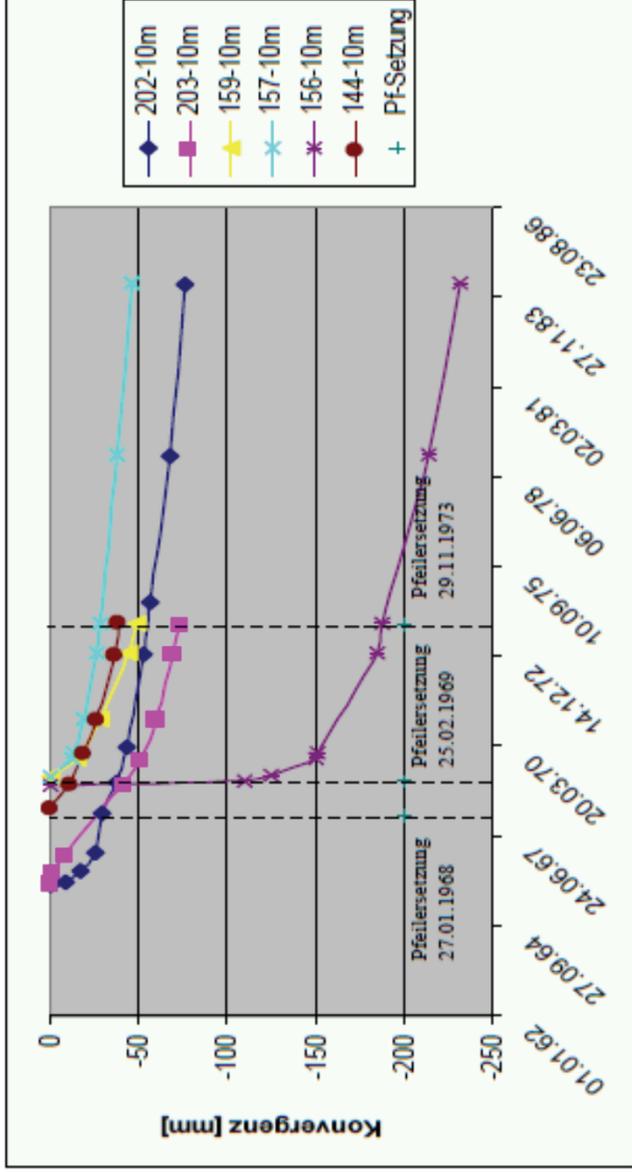
Bereiche mit Pfeilersetzungen

- Konvergenzmesstellen im Bereich des Abbaus mit Rastermaß 30 x 30 m² und im Übergangsbereich zum Abbau mit Rastermaß 45 x 45 m²
- Konvergenzmesstellen im Bereich des Abbaus mit Rastermaß 45 x 45 m² und 60 x 60 m²

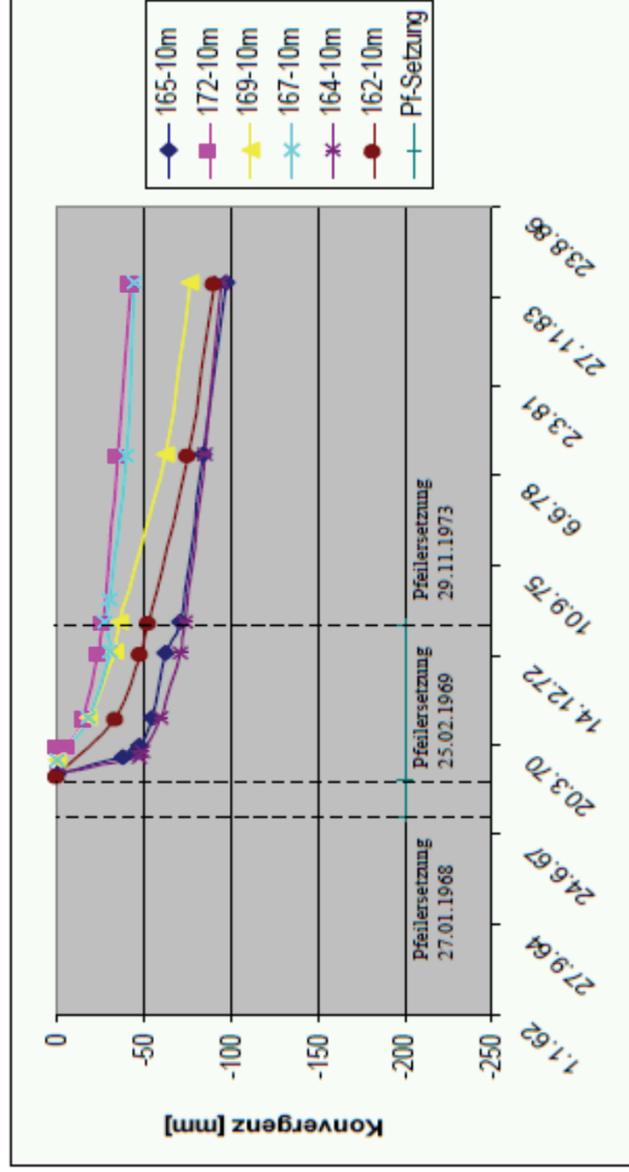
Haldenerweiterung Hattorf – 2. Sohle / Revier 0
Lage der Pfeilersetzungen bzw. -brüche

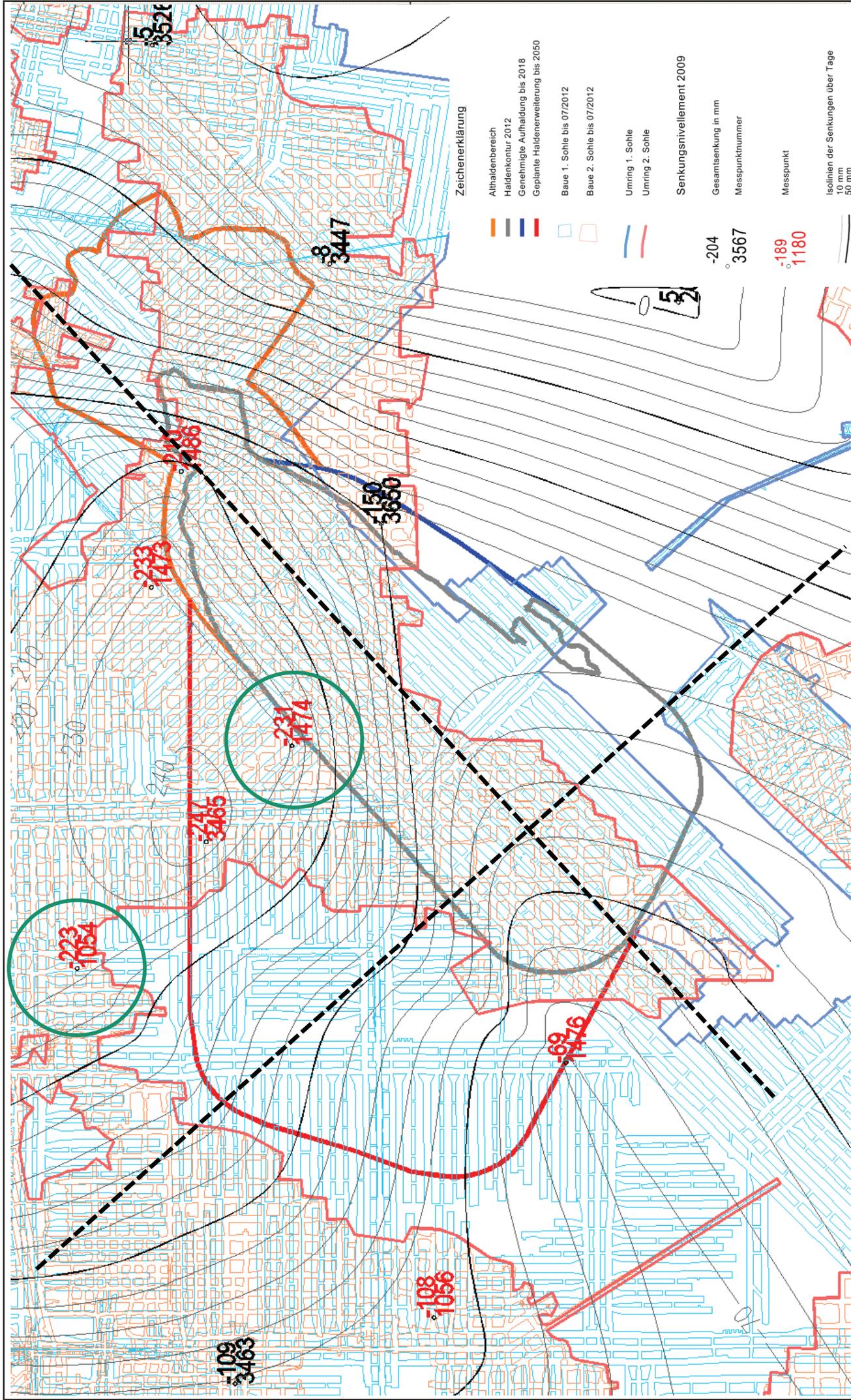


Konvergenzen im Bereich des Abbaus mit
 Rastermaß 30 x 30 m² und im
 Übergangsbereich zum Abbau mit Rastermaß
 45 x 45 m²



Konvergenzen im Bereich des Abbaus mit
 Rastermaß 45 x 45 m² und 60 x 60 m²



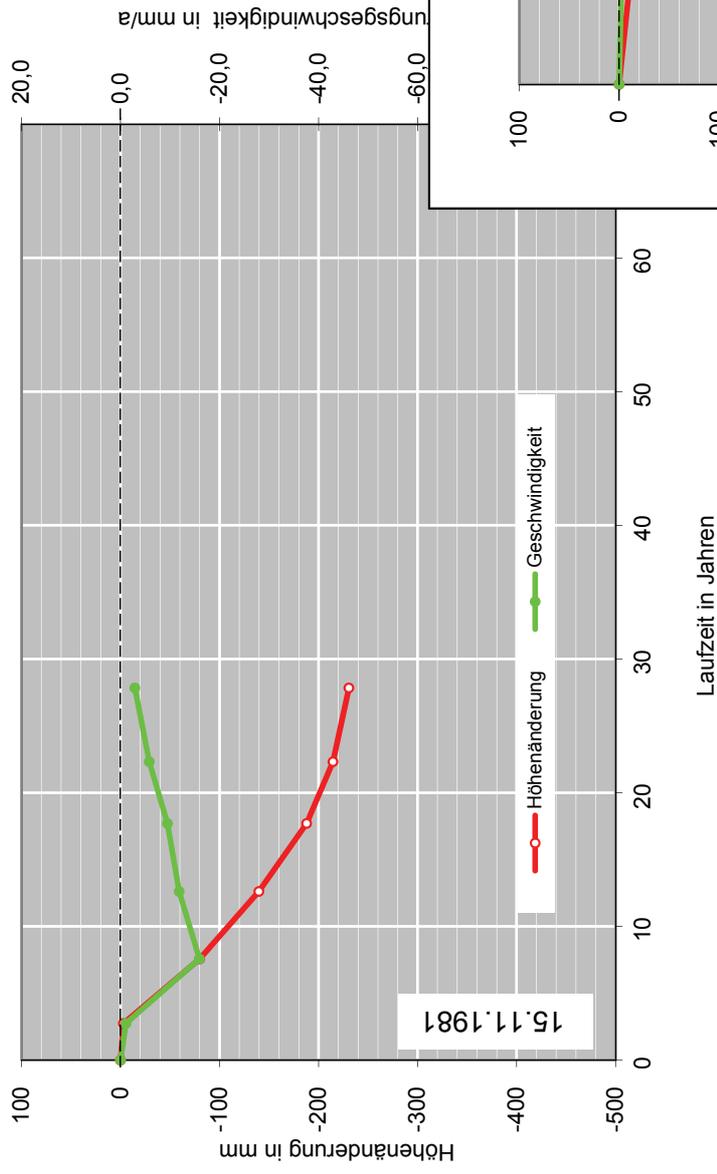


Haldenerweiterung Hattorf – 1. und 2. Sohle übertägige Senkungen 2009

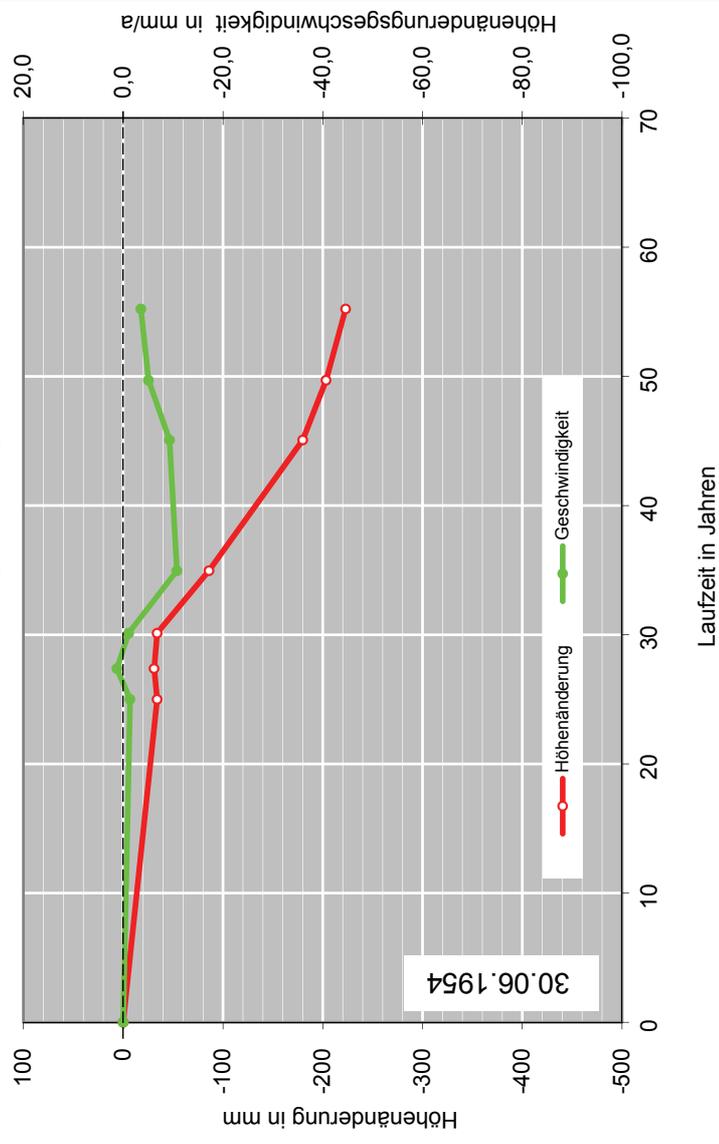
Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH



Höhenänderungs-Diagramm 1474

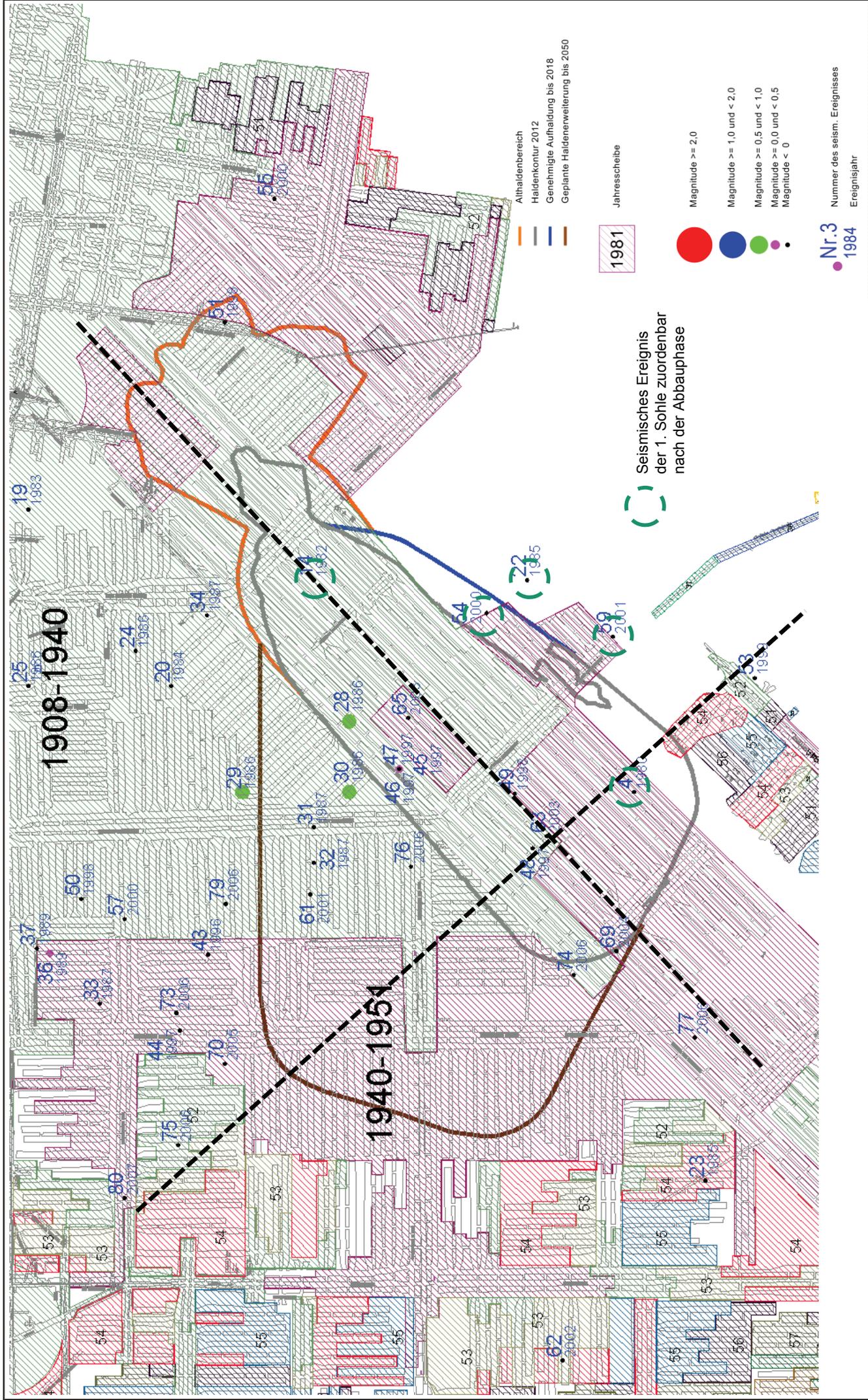


Höhenänderungs-Diagramm 1054



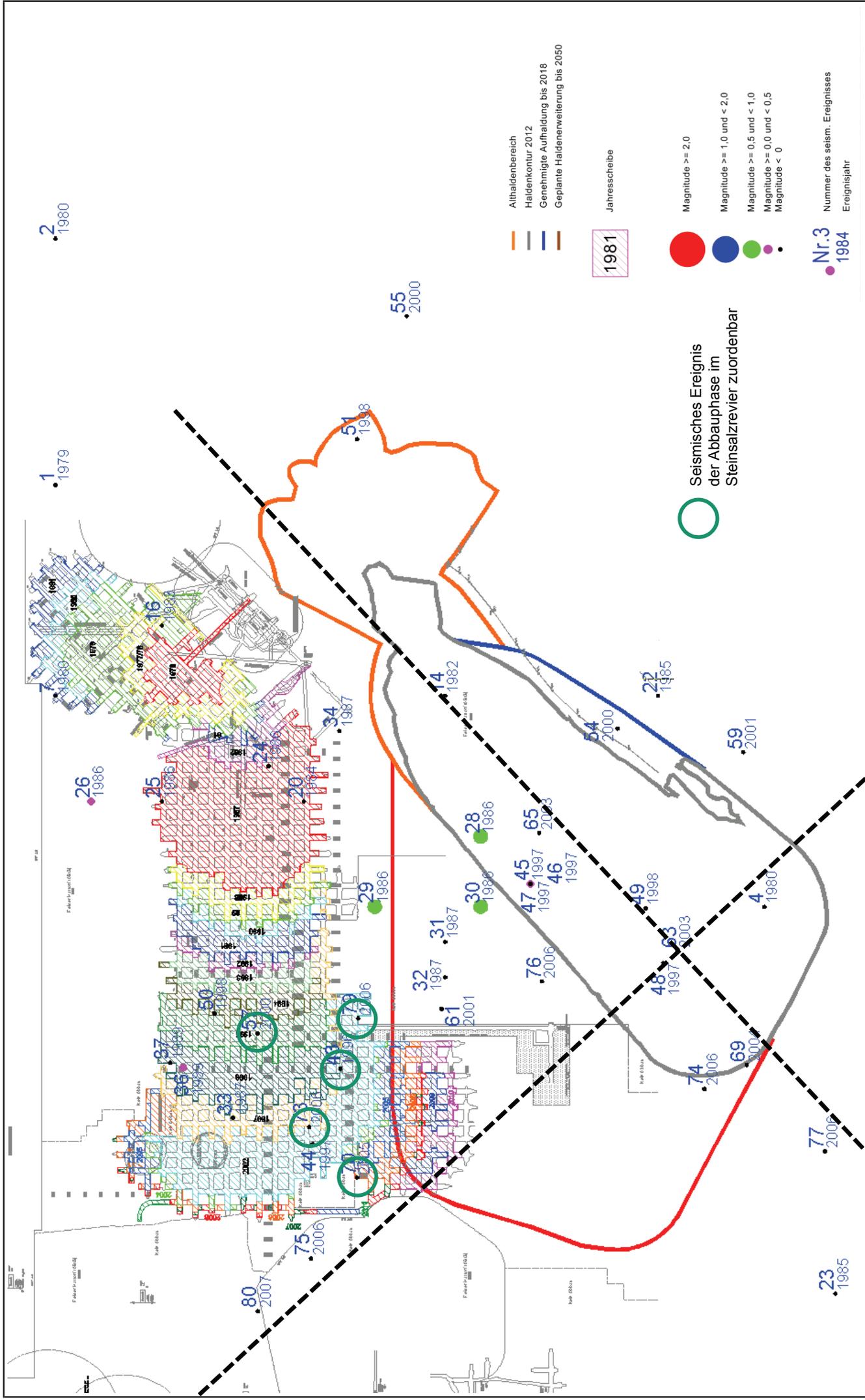
Nr.	Datum	Uhrzeit	Ereignis	Magnitude	Stärke		Koordinaten			Ortsangabe
					Energie [10 ⁴ J]	R	H	Z		
					35 [m]	56 [m]	[m NN]			
4	29.01.80	14:13:29	Impuls	-0,9	0,02	67900	32700	Hattorf		
14	18.10.82	13:39:35	Impuls	-0,9	0,02	68500	33600	Philippsthal		
20	17.07.84	5:18:59	Impuls	-0,1	0,44	68200	34000	Hattorf		
22	27.03.85	2:57:14	Impuls	-0,7	0,05	68500	33000	Hattorf - Unterebreizbach		
24	05.01.86	5:22:00	Impuls	-1,0	0,01	68300	34100	Nordfeld Hattorf		
28	09.12.86	13:41:12	Sprengen Hattorf	0,8	13,24	68100	33500	II. Sohle, Revier 8		
29	09.12.86	13:42:11	Registrierung n. Sprengen	0,8	13,24	67900	33800	II. Sohle, Revier 8		
30	09.12.86	13:42:13	Registrierung n. Sprengen	0,8	13,24	67900	33500	II. Sohle, Revier 8		
31	21.02.87	13:38:09	Impuls n. Sprengen	-0,9	0,02	67800	33600	II. Sohle, Revier 8		
32	26.02.87	13:40:51	Impuls n. Sprengen	-0,3	0,21	67700	33600	II. Sohle, Revier 8		
33	23.04.87	23:55:22	Impuls	-0,7	0,05	67300	34200	Revier 8		
34	19.09.87	21:42:14	Impuls n. Sprengen	-0,1	0,44	68400	33900	Revier 8		
43	03.12.96	14:38:08	Sprengen	-0,2	0,30	67440	33897	Hattorf, Steinsalzrevier		
44	12.01.97	16:07:50	Impuls	-0,1	0,46	67225	33975	Hattorf, wahrsch. II.Sohle, R.8		
45	24.05.97	8:12:20	Impuls	-0,5	0,10	67965	33360	Hattorf, wahrsch. II.Sohle, R.8		
46	28.05.97	1:49:04	Impuls	-0,2	0,33	67965	33360	Hattorf, wahrsch. II.Sohle, R.8		
47	29.05.97	12:53:35	Registrierung	0,0	0,70	67965	33360	Hattorf, wahrsch. II.Sohle, R.8		
48	14.12.97	1:35:13	Impuls	-0,6	0,08	67740	32985	Hattorf, wahrsch. II.Sohle, R.8		
49	01.02.98	9:55:40	Impuls HA	-0,6	0,08	67895	33035	Hattorf, wahrsch. II.Sohle, R.8		
51	20.09.98	3:30:06	Imp. südöstl. Schacht HA	-0,5	0,12	69230	33850	Hattorf, wahrsch. II.Sohle, R.8		
53	11.08.99	1:30:19	Imp. abgeworf. Baufeld	-1,4	0,00	68222	32362	I.So.: nordw. Ri-str.: Hö Ort 13-14N		
54	02.04.00	15:06:50	Imp. abgew. Baufeld (Halde) HA	-0,7	0,04	68407	33114	I.So.: südöstl. Schacht HA		
55	20.05.00	9:37:05	Impuls HA	-0,7	0,05	69580	33114	I.So.: nordfl. der 4.s.a.E.		
57	26.11.00	14:30:05	Impuls HA	-0,3	0,20	67540	34130	2. Hilfsstrecke nach Süden		
59	22.03.01	10:50:06	Impuls HA	-0,6	0,08	68340	32760	I.So.: 4. südöstl. Abt.-str		
61	04.08.01	8:37:28	Impuls	-0,8	0,04	67610	33610	Hattorf, wahrsch. II.Sohle, R.8		
63	30.05.03	19:20:11	Impuls HA	-0,5	0,10	67775	32945	Hattorf, wahrsch. II.Sohle, R.8		
65	20.12.03	16:58:14	Impuls HA	-0,6	0,06	68110	33335	Revier 39		
69	31.08.04	10:46:52	Impuls UTV Ha	-0,3	0,21	67450	32750	60.-61.DH / H43		
70	06.07.05	13:35:41	Spr. Rev. 39	-0,2	0,30	67130	33850	NaCl-Revier		
73	26.01.06	13:26:10	Imp. im Spr. Grube HA	-0,1	0,44	67274	33985	Grube HA, Steinsalzrevier 39		
74	04.06.06	2:02:44	Impuls HA	-0,4	0,14	67382	32869	II.S, Rev.39: 141W / 61.-62.DH		
75	08.07.06	4:42:54	Impuls	-0,8	0,03	66900	33980	I. Sohle, Revier 0		
76	22.08.06	17:00:29	Impuls HA	-0,6	0,07	67688	33327	UTV: H33 / 56		
77	24.10.06	9:27:10	Impuls HA	-0,3	0,21	67205	32530	Abbaukante II. Sohle		
79	27.11.06	13:34:53	Spr. HA , NaCl-Revier	-0,1	0,44	67583	33847	Rev. 39, NaCl		
80	09.02.07	0:51:19	Impuls	-1,0	0,01	66750	34130	1. Steckte nach Osten, Abbau H, R.0		
Legende : $M_L < 0$								I. Sohle, nach Auffahrung		
$0 = M_L < 0,5$								II. Sohle während Auffahrung		
$0,5 = M_L < 1,0$								II. Sohle nach Auffahrung		
$M_L \geq 1,0$								Steinsalzrev. während Auffahrung		





Haldenerweiterung Hattorf – 1. Sohle Abbauentwicklung und Orte seismischer Ereignisse

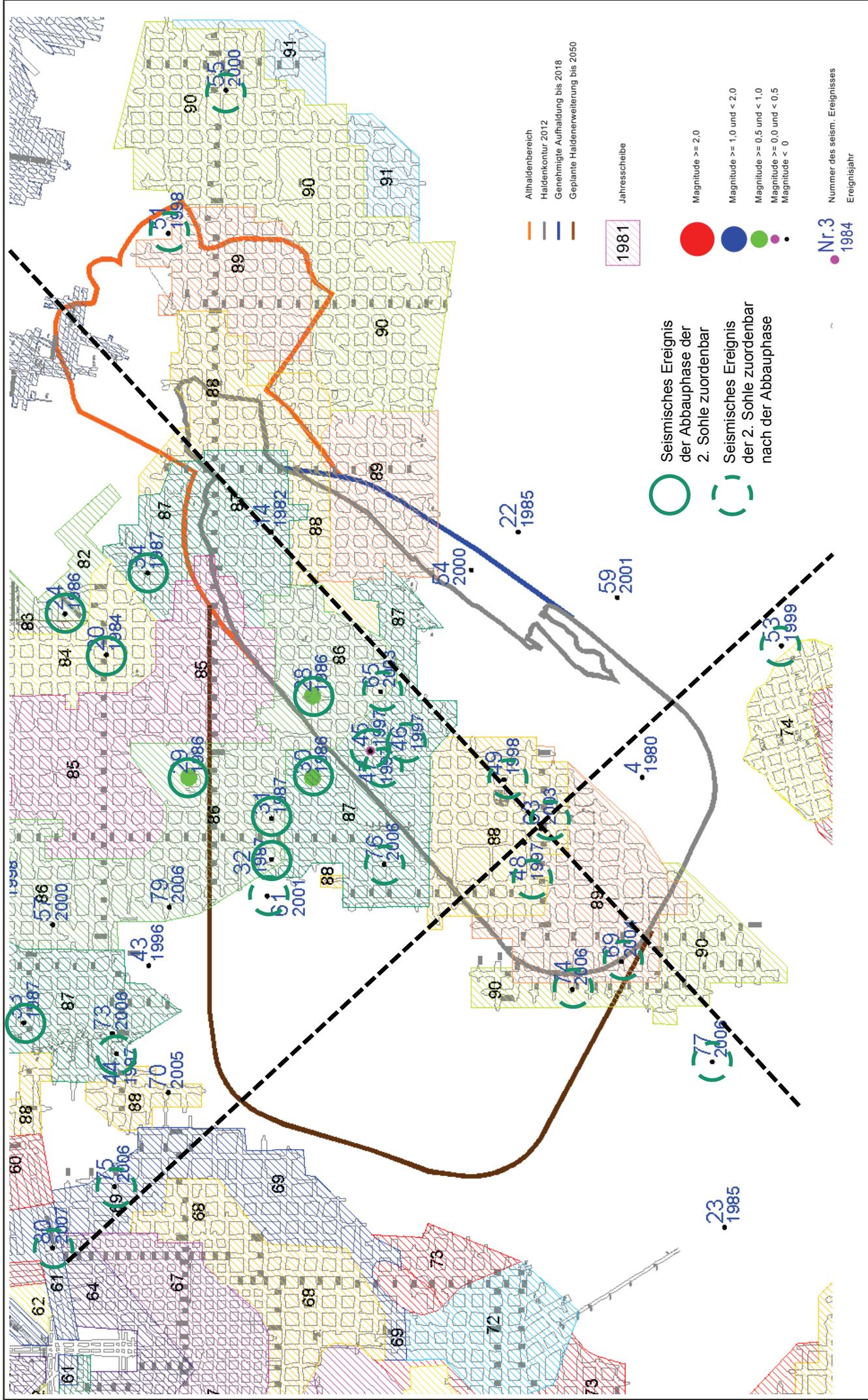




Haldenerweiterung Hattorf – Steinsalzrevier Abbauentwicklung und Orte seismischer Ereignisse

Institut für
 Gebirgsmechanik
 GmbH





Haldenerweiterung Hattorf – 2. Sohle Abbauentwicklung und Orte seismischer Ereignisse

Aufhaldungsentwicklung

2050 ← 2018 → 2001-2013

600 m
Teufe [mNN]

400 m
NW

Haldenkörpererweiterung

Haldenkörper

SE

Deckgebirge (su – T1r)

Oberes Werra-Steinsalz

Mittleres Werra-Steinsalz

Unteres Werra-Steinsalz

Salinarbasis

Steinsalzrevier

K1H

K1Th

K4H

K4Th

0 m

500 m

1000 m

1500 m

2000 m

2500 m

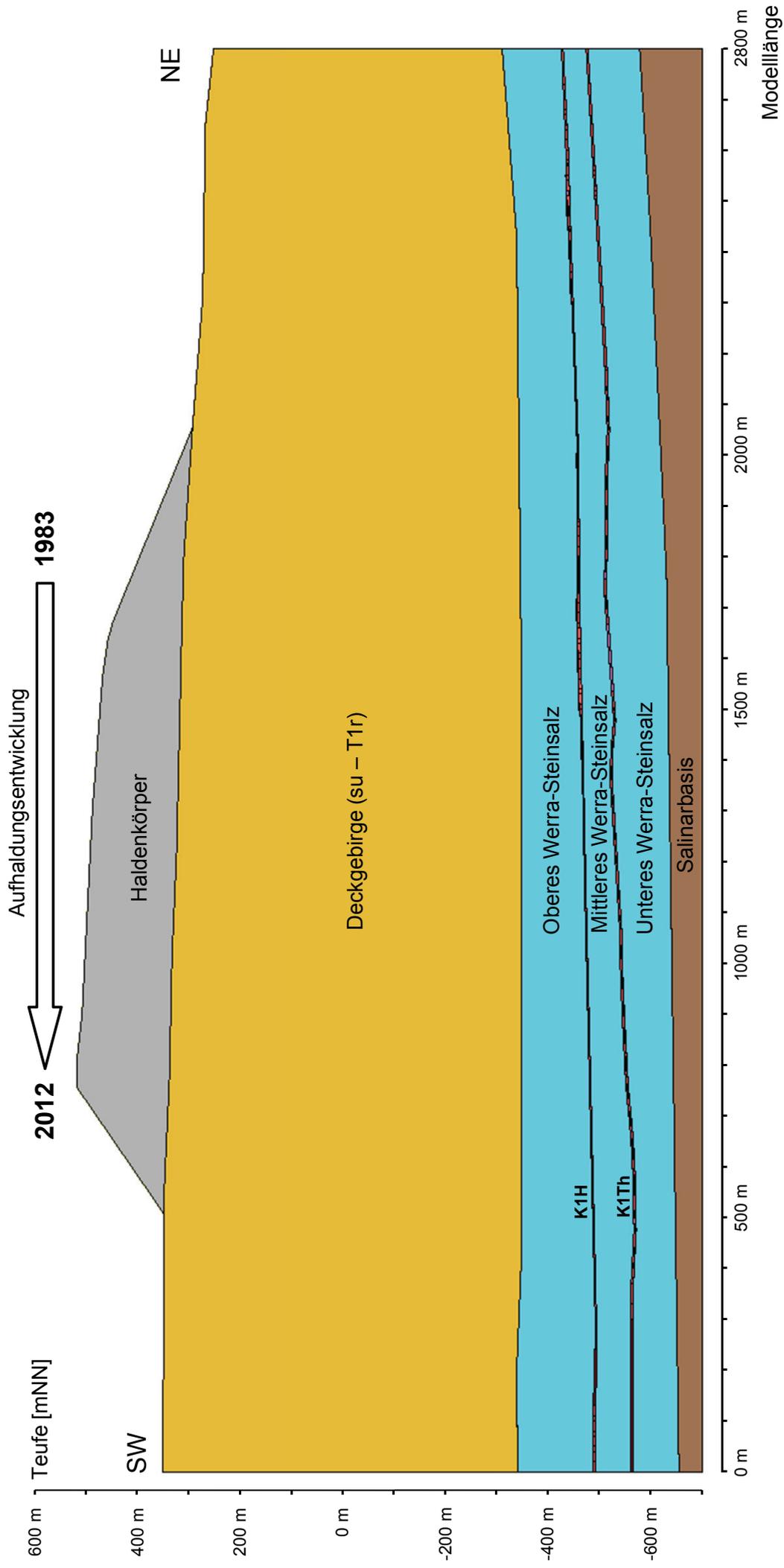
Modelllänge

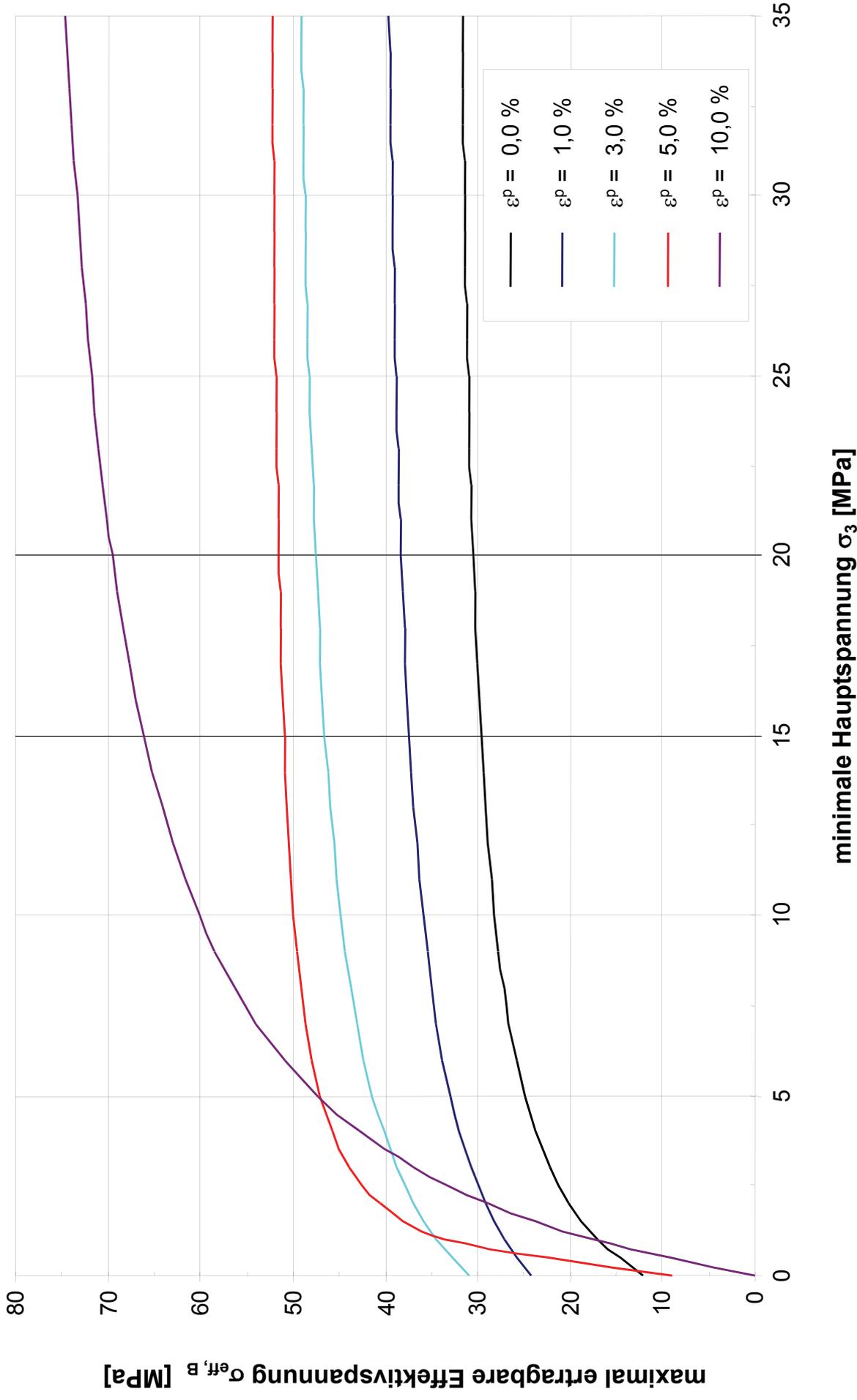


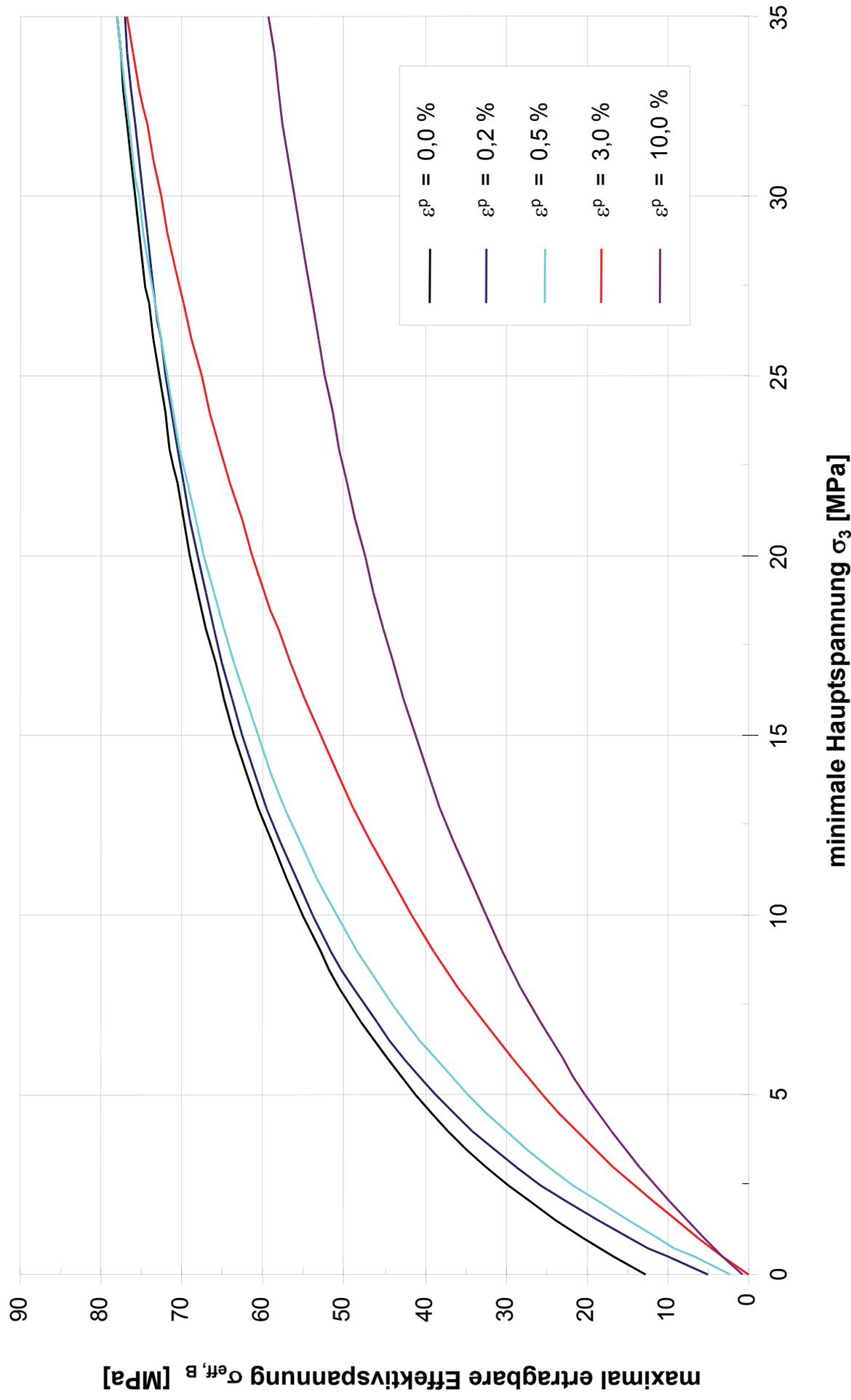
Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

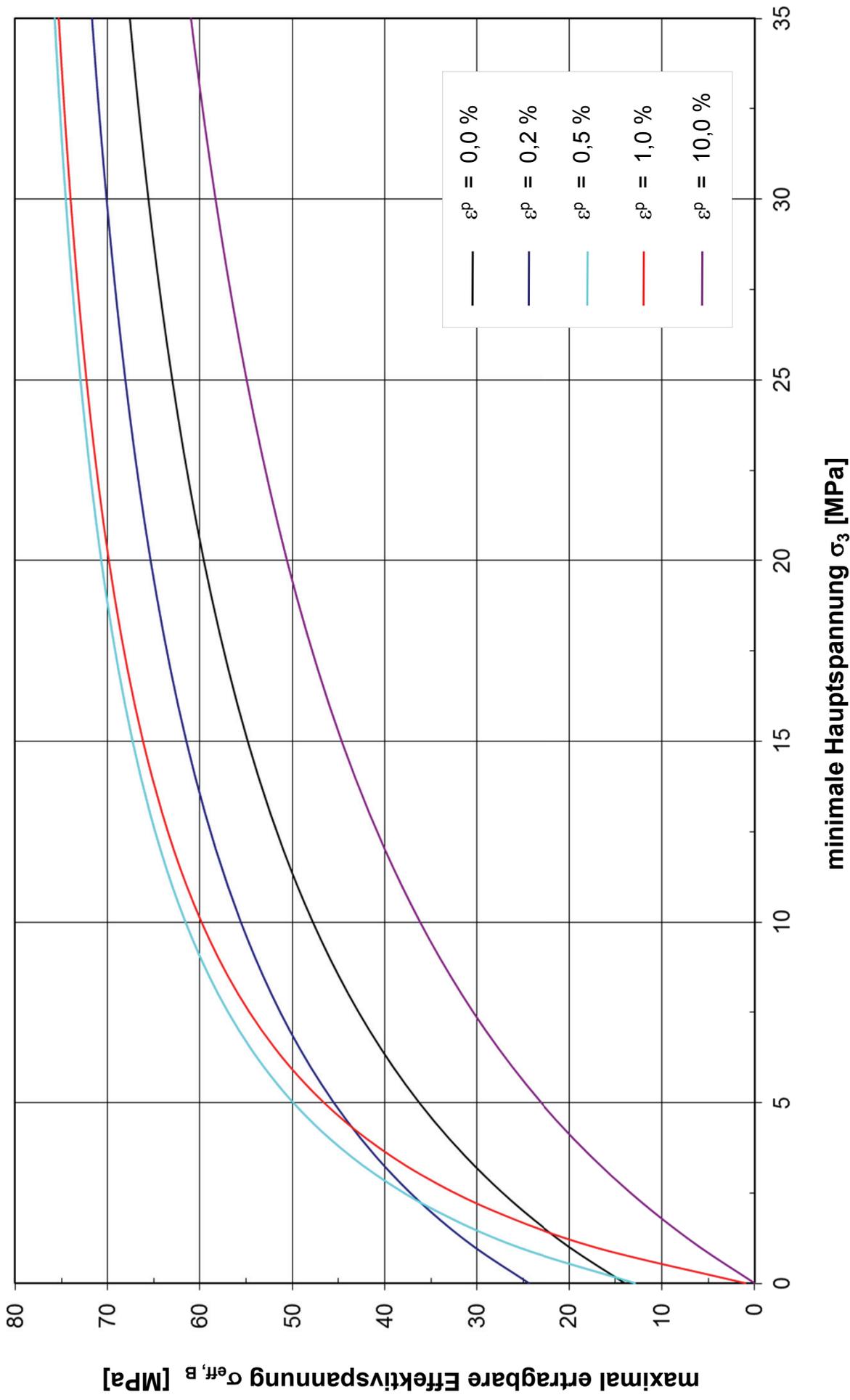
Haldenerweiterung Hattorf
NW-SE-Modellschnitt (A-A')
Strukturaufbau des numerischen Berechnungsmodells

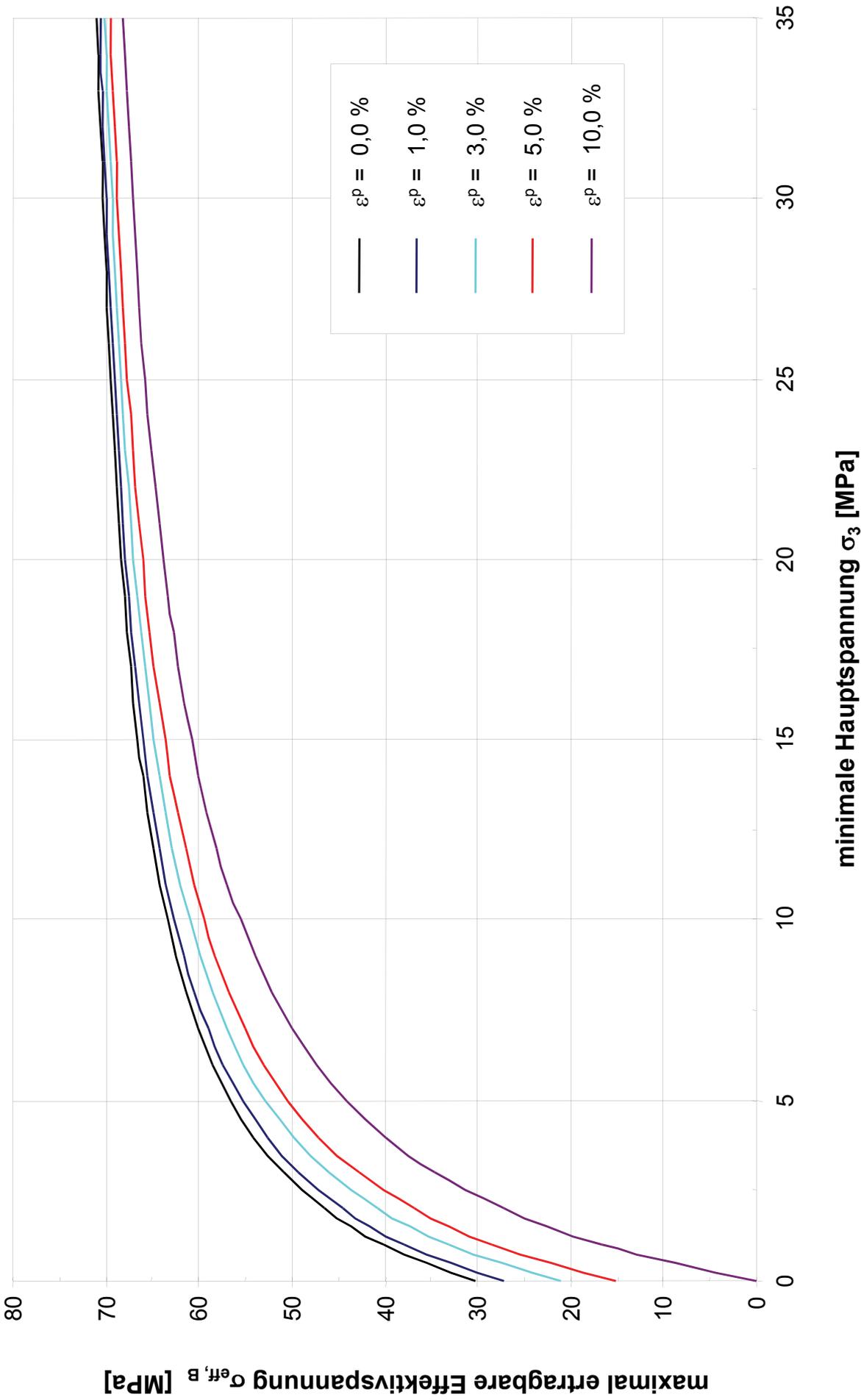
Anlage 5.1-1a

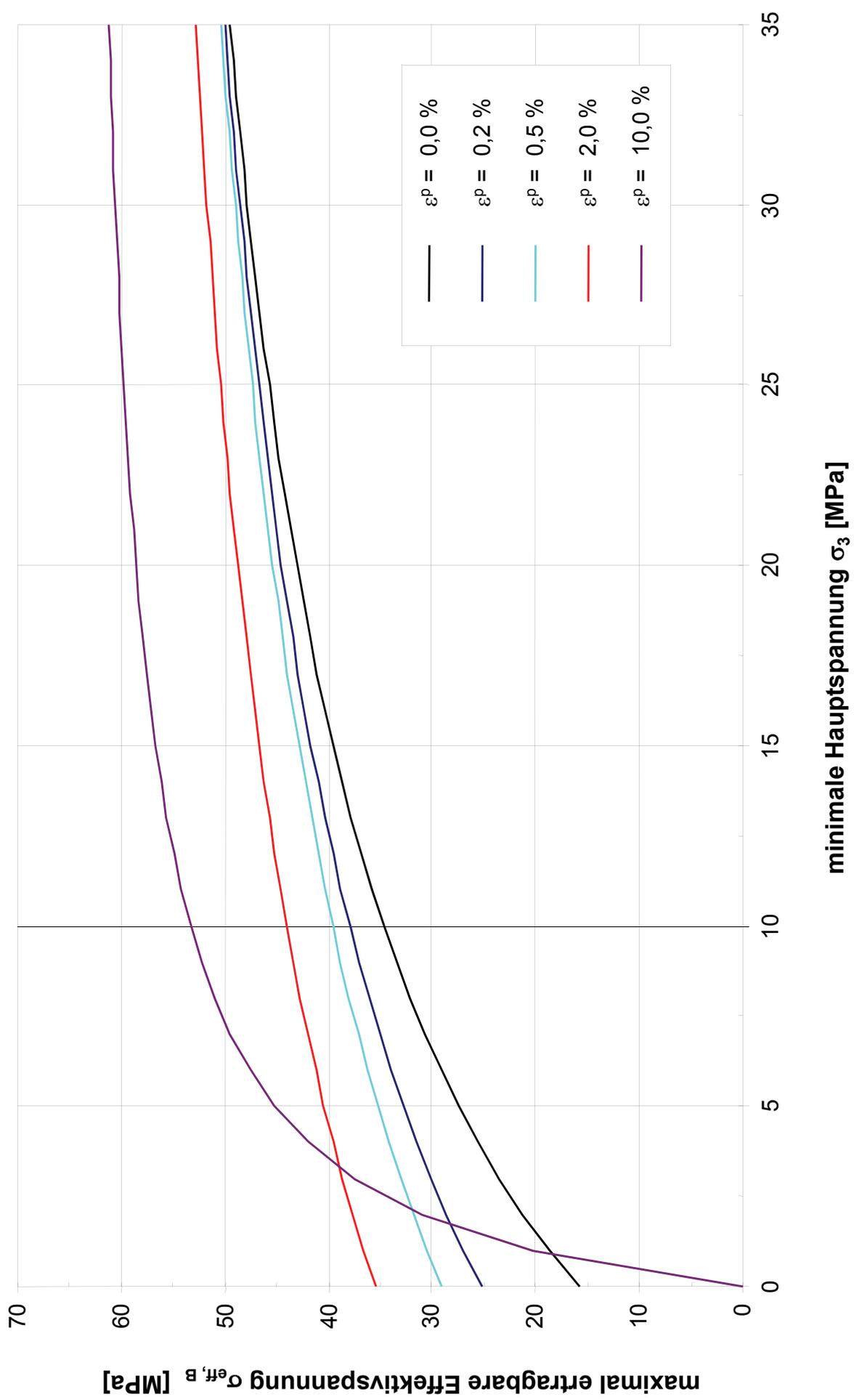


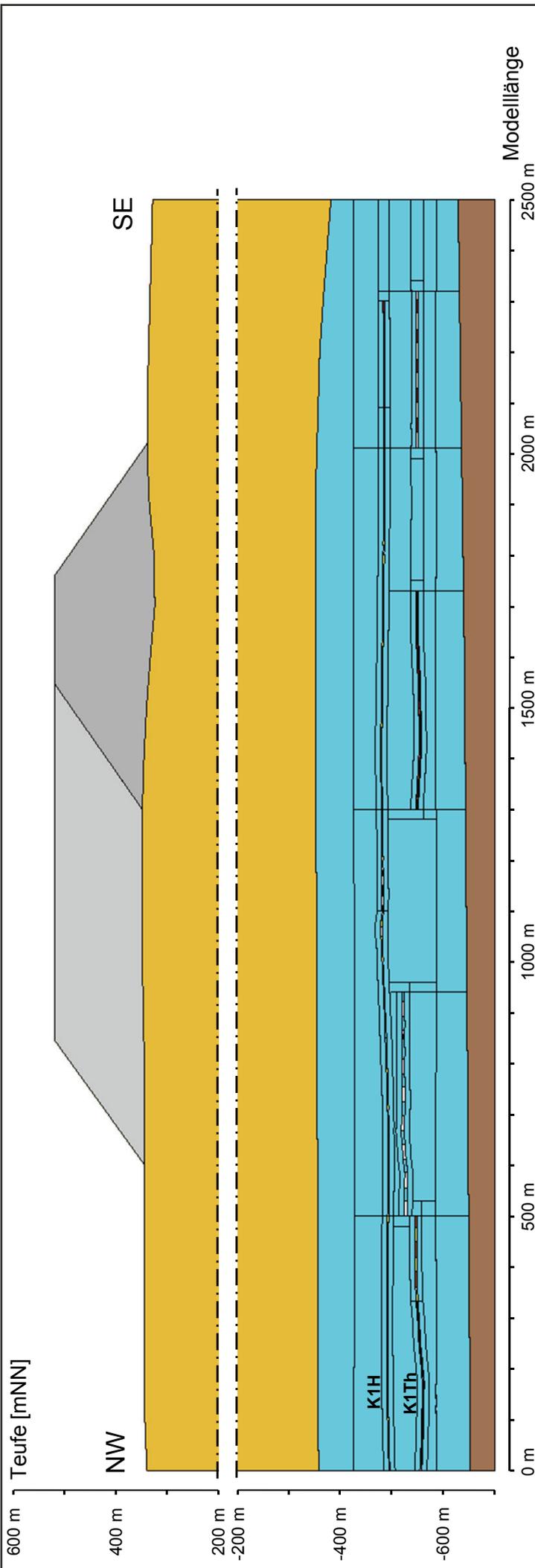












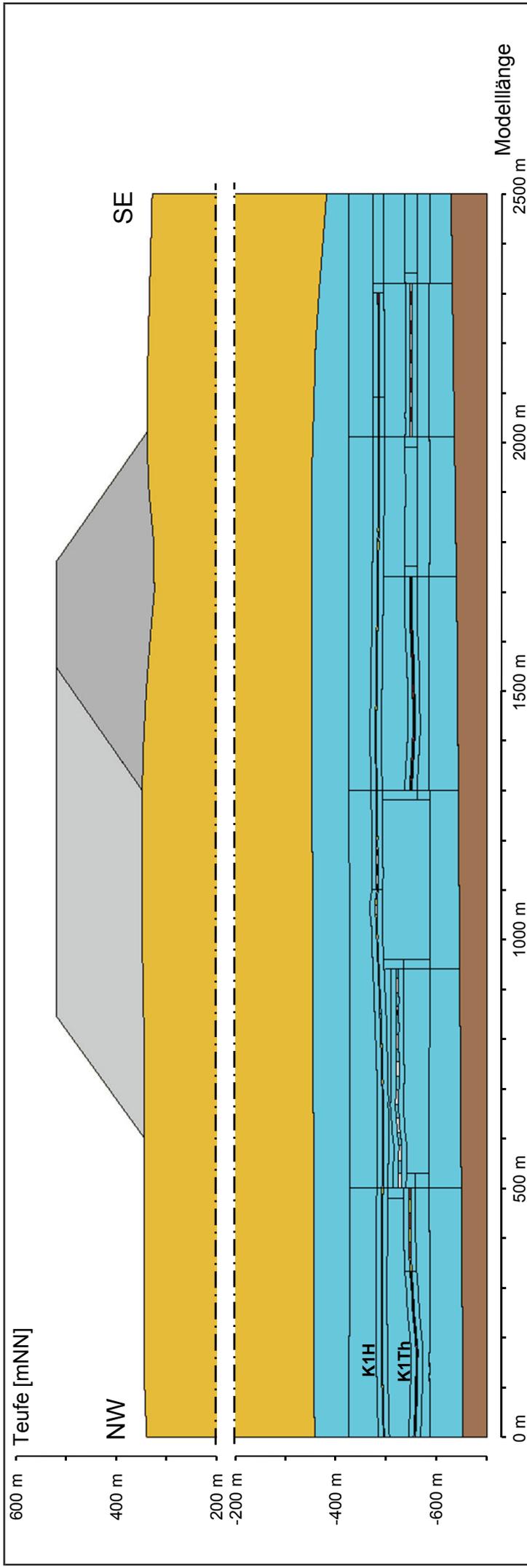
1. Abbausohle – Flöz Hessen K1H

Ausbildung Lager	Ha	Ha mit carnallitischen Begleitflöz	Ha	Ca über Ha	vertaubt		
Abbausystemparameter	Langkammerbau in situ und im 2D-Modell Pfeilerbreite = 1 x 16 m + 1 x 10 m Kammerbreite = 17 m Systembreite = 60 m	nicht gebaut	Langkammerbau in situ und im 2D-Modell Pfeilerbreite = 1 x 16 m + 1 x 10 m Kammerbreite = 17 m Systembreite = 60 m	Langkammerbau in situ und 2D-Modell Pflr= 3 x 10 m + 1 x 20 m Kammerbreite = 20 m Systembreite = 130 m			
Bauhöhe	2,5 m	2,8 m	5 m	2,5 m	3,5 m	2,5 m	2,5 m
Zeitraum Gewinnung	1952 - 1953	1942 - 1947		1938 - 1940	1940 - 1942		1952 - 1954



Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

**Haldenerweiterung Hattorf
NW-SE-Modellschnitt (A-A')
Modellierungsvorgaben Bereich 1. Abbausohle**



2. Abbaushle – Flöz Thüringen K1Th und Steinsalzrevier

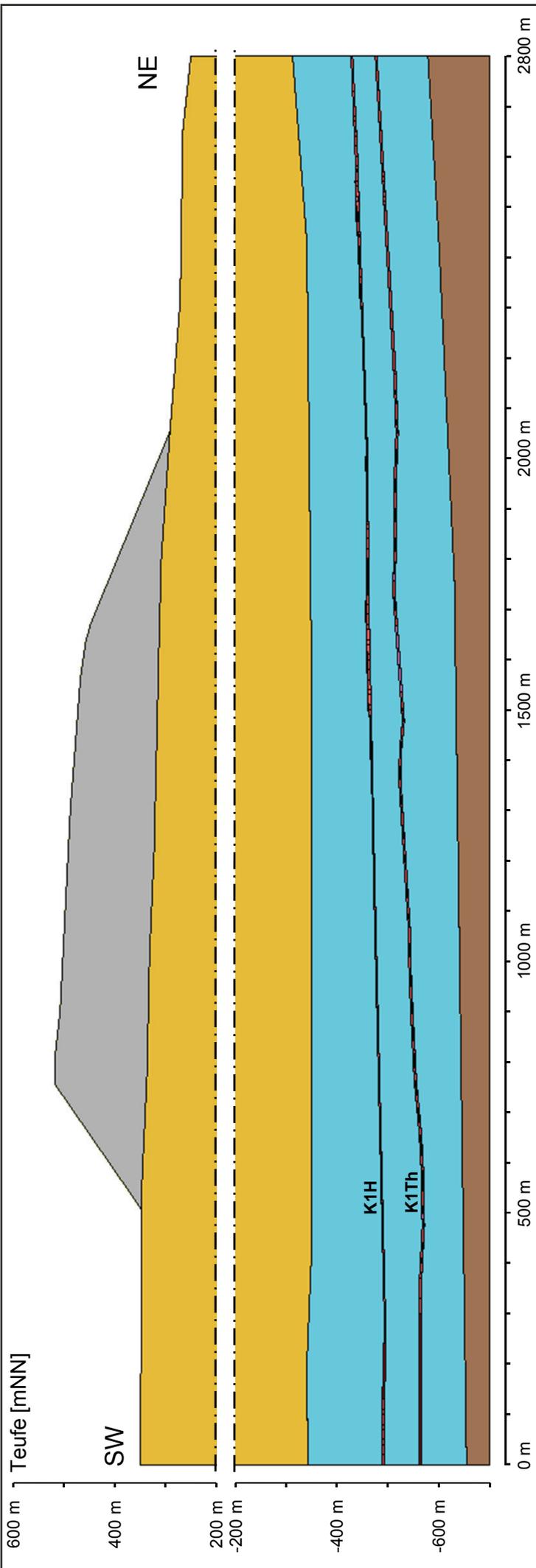
Ausbildung Lager	Camallit über Hartsalz		Ha	Steinsalz
Abbausystem -parameter	r+p in situ Pfeiler = 20 x 20 m System = 30 x 30 m 2D-Modell Pfeilerbreite = 18 m Kammerbreite = 22,5 m	r+p in situ Pf = 30 x 30 m Sys = 45 x 45 m 2D-Modell Pfeilerbreite = 26 m Kabr = 32,5 m	r+p in situ Pfeiler = 30 x 30 m System = 44 x 44 m 2D-Modell Pfeilerbreite = 26 m Kammerbreite = 30 m	r+p in situ Pfeiler = 30 x 35 m System = 45 x 45 m 2D-Modell Pfeilerbreite = 28 m Kammerbreite = 26 m
Bauhöhe	3,8 m	4 m	6 m	4,5 m
Zeitraum Gewinnung	1964-67	1968 - 1969	2005 - 2010	1973 - 1974
Versatz	2010	2025	2003 - 2004	



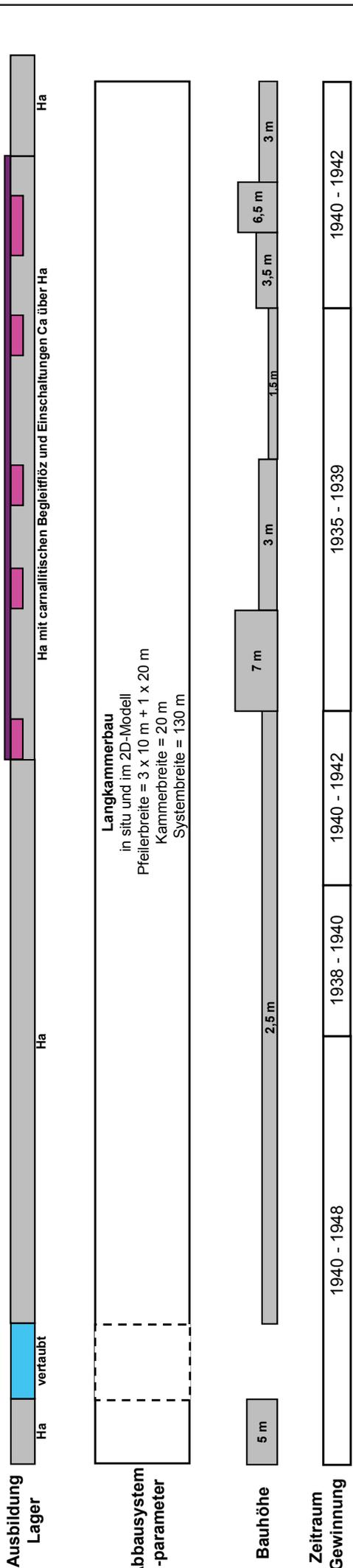
Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

Haldenerweiterung Hattorf NW-SE-Modellschnitt (A-A')

Modellierungsvorgaben Bereich 2. Abbaushle und Steinsalzrevier



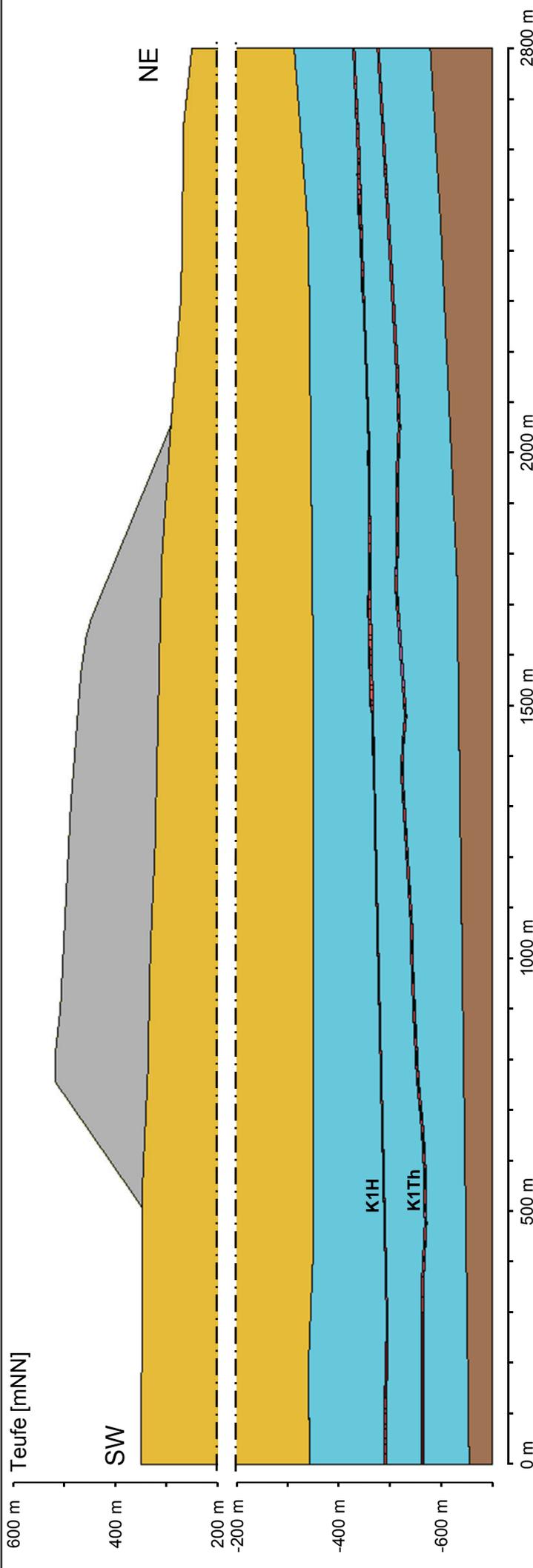
1. Abbausohle – Flöz Hessen K1H



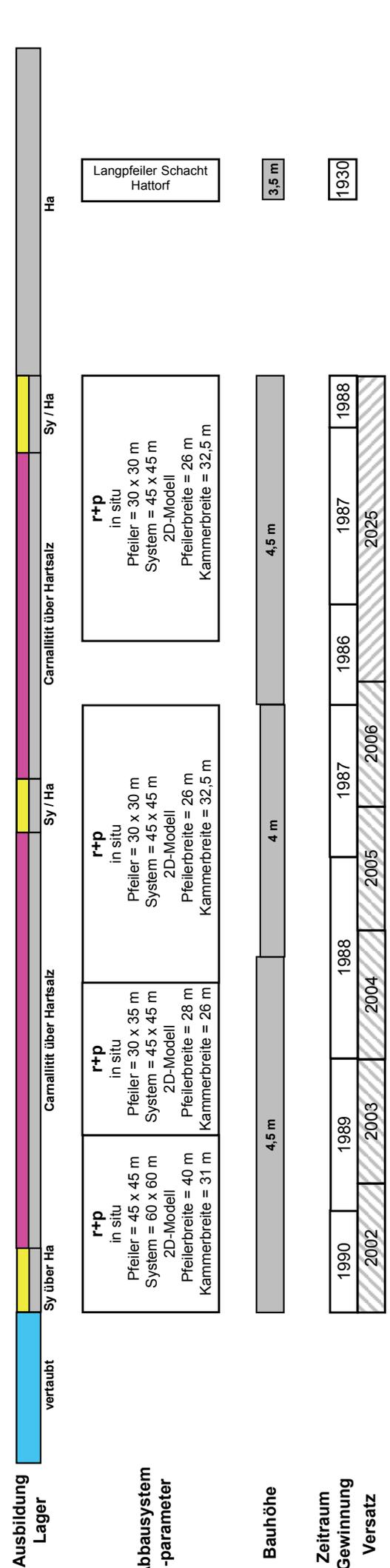
Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

Haldenerweiterung Hattorf
SW-NE-Modellschnitt (B-B')
Modellierungsvorgaben Bereich 1. Abbausohle

Anlage 5.1-4a

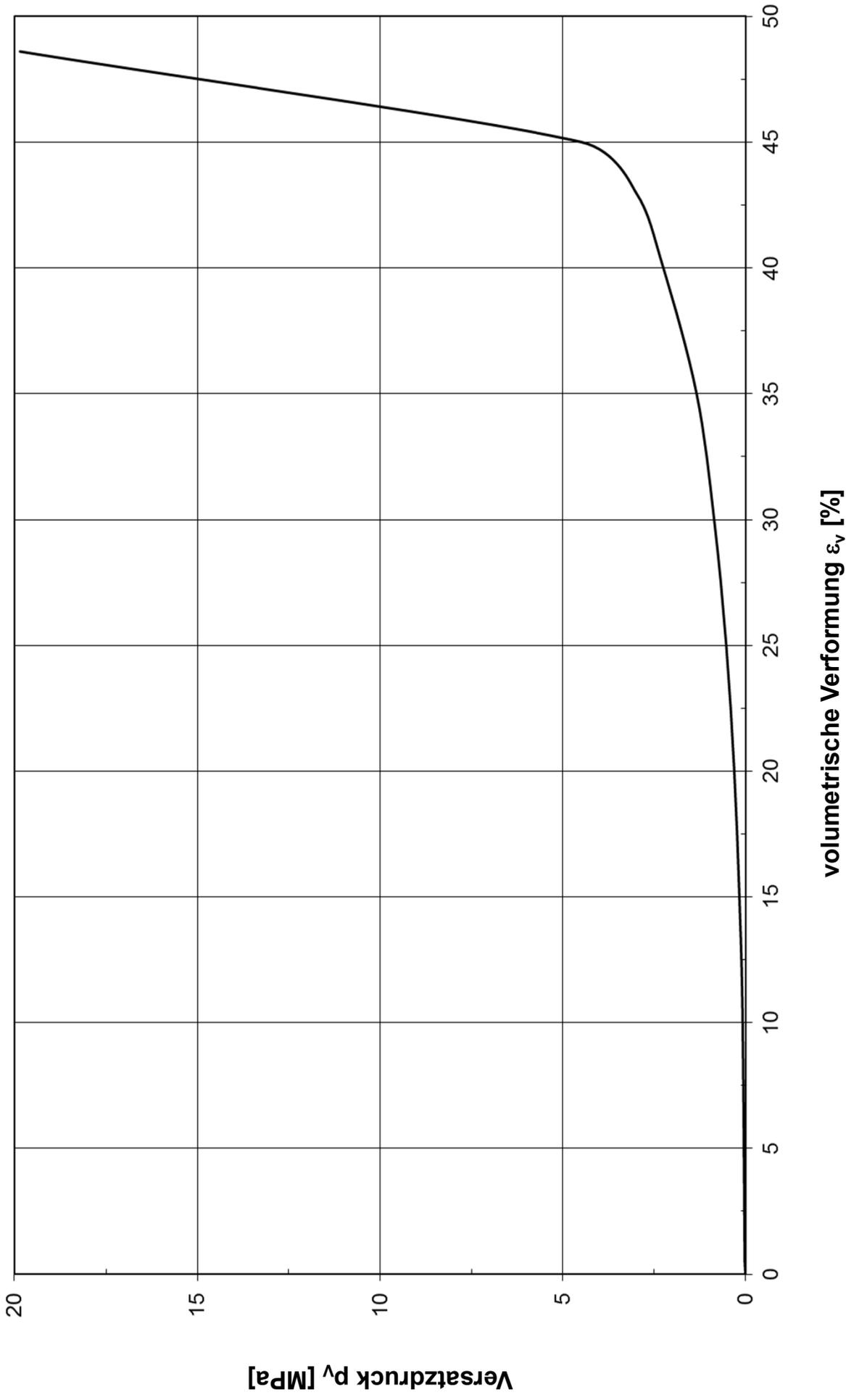


2. Abbauschle – Flöz Thüringen K1Th

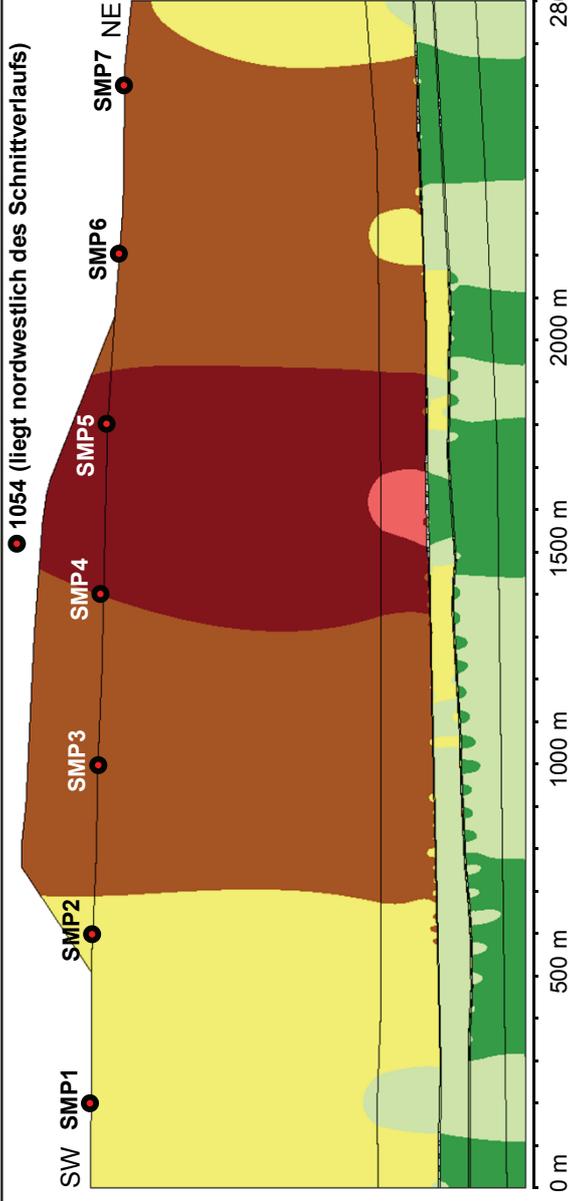
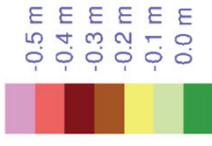


Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

Haldenerweiterung Hattorf SW-NE-Modellschnitt (B-B') Modellierungsvorgaben Bereich 2. Abbauschle



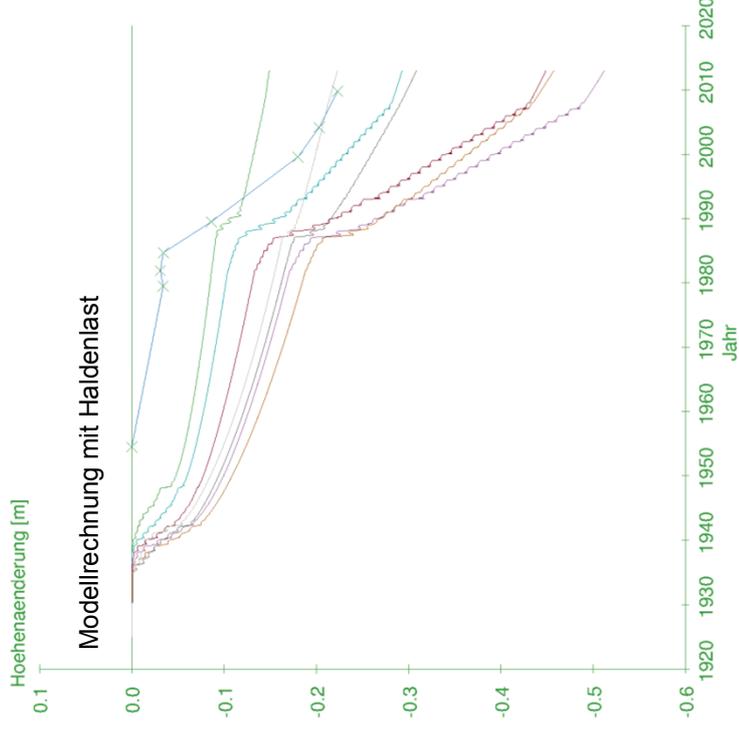
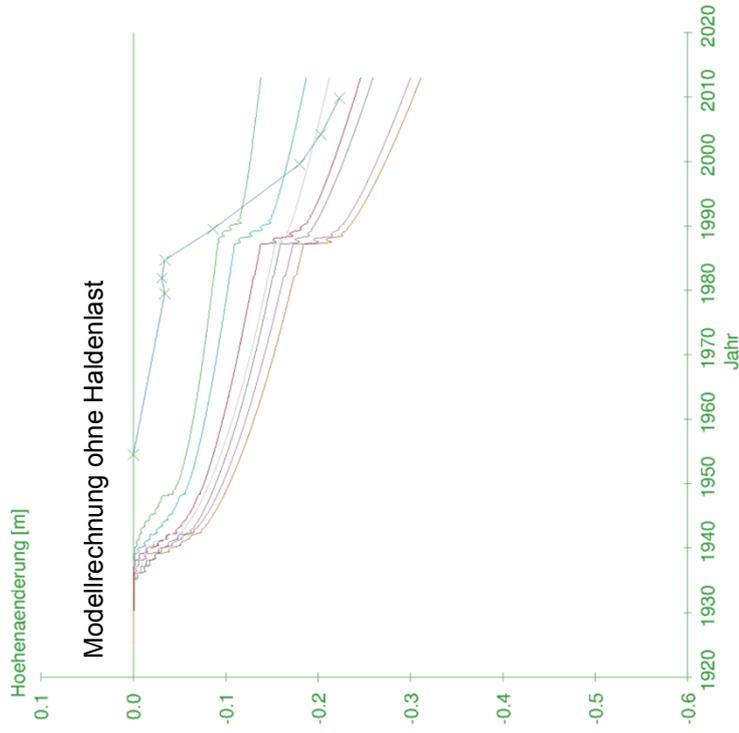
**vertikale
Verschiebung**



Modellschnitt B-B'

Betrachtungszeitpunkt: Jahr 2013

Ergebnis der Modellrechnung ohne Haldenlast
(Dichteansatz im modellierten
Haldenkörper = 0 g/cm³)



Hoehenmesspunkt 1054
in situ

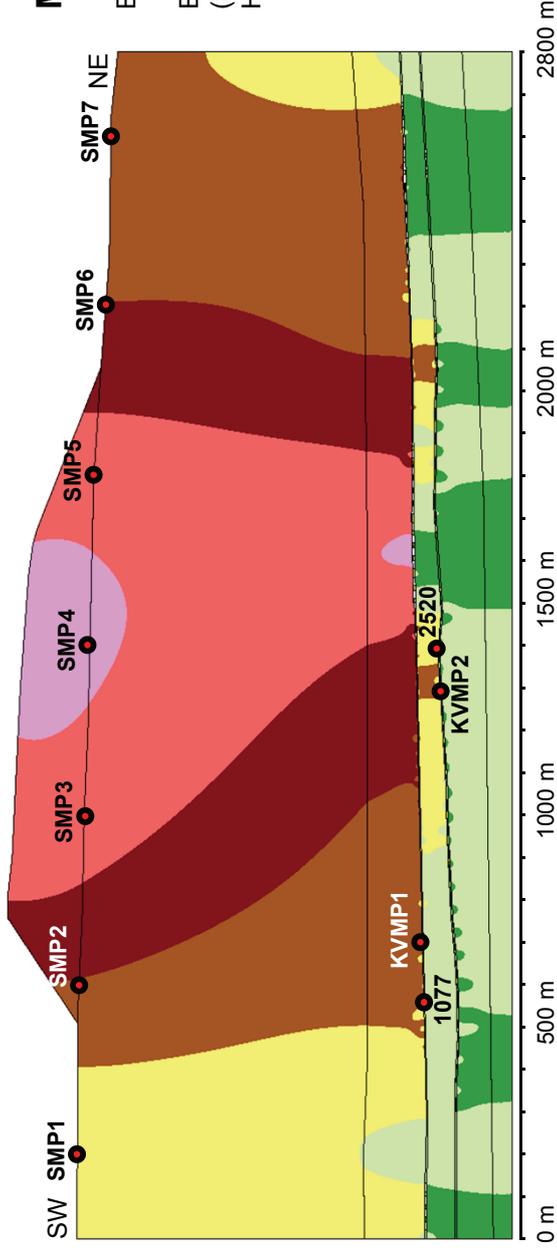
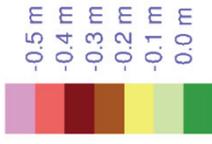
- SMP 1 Modell
- SMP 2 Modell
- SMP 3 Modell
- SMP 4 Modell
- SMP 5 Modell
- SMP 6 Modell
- SMP 7 Modell



Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

**Haldenerweiterung Hattorf
Berechnete Senkungsentwicklung im Bereich des Haldenkörpers
bis zum Jahr 2013**

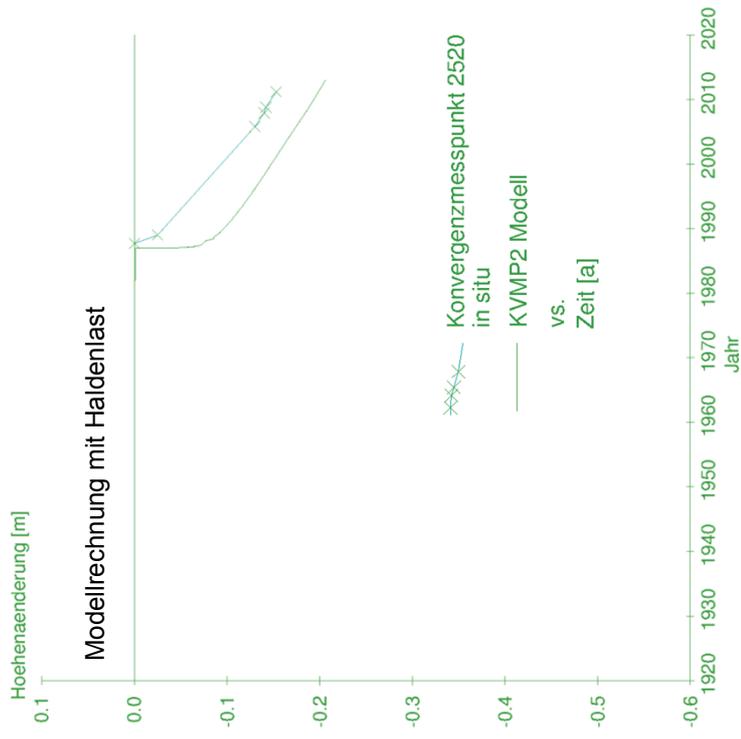
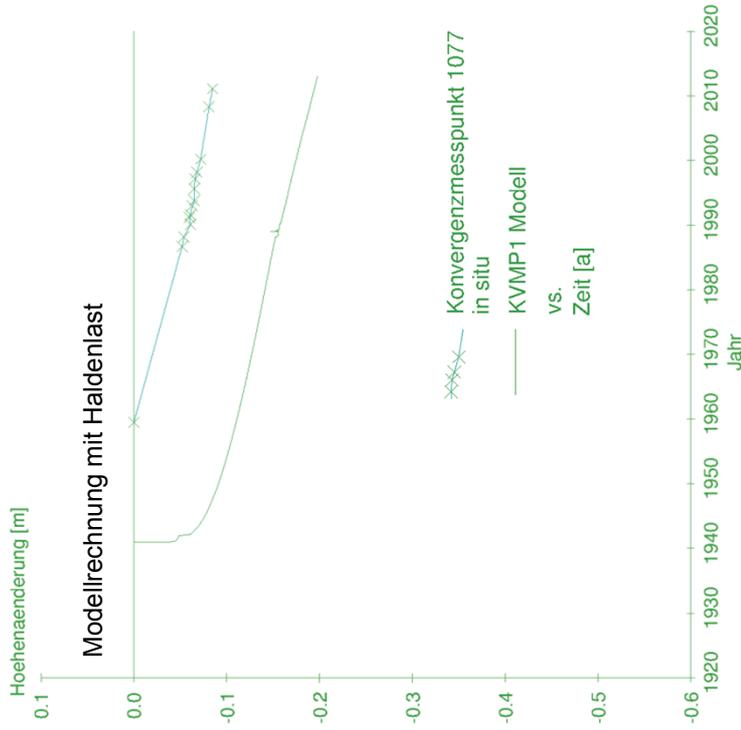
vertikale Verschiebung



Modellschnitt B-B'

Betrachtungszeitpunkt: Jahr 2013

Ergebnis der Modellrechnung mit Haldenlast (Dichteansatz im modellierten Haldenkörper zwischen 1,4 bis 2,0 g/cm³)

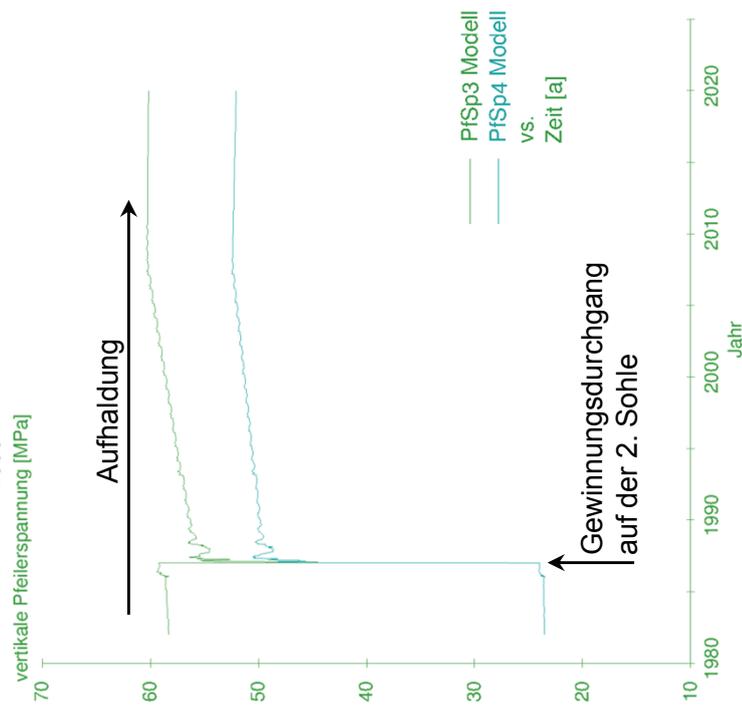
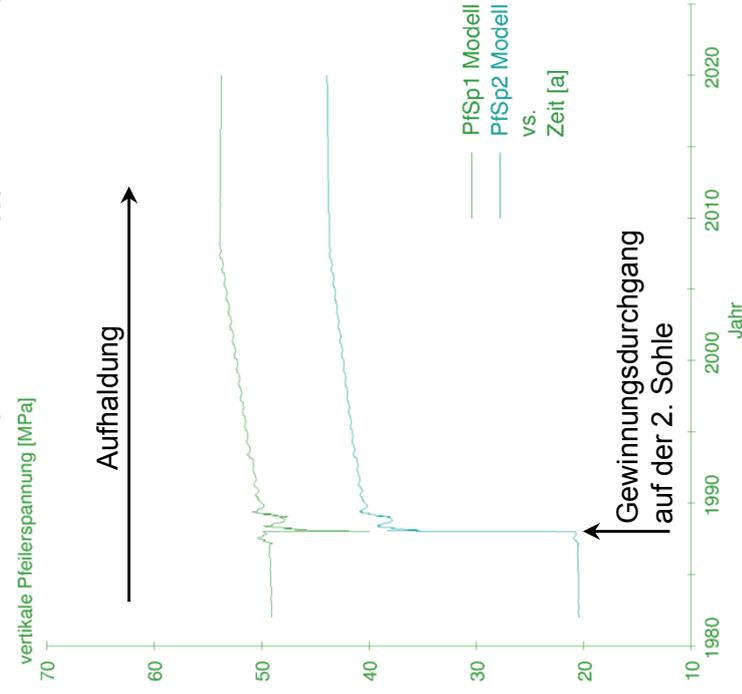
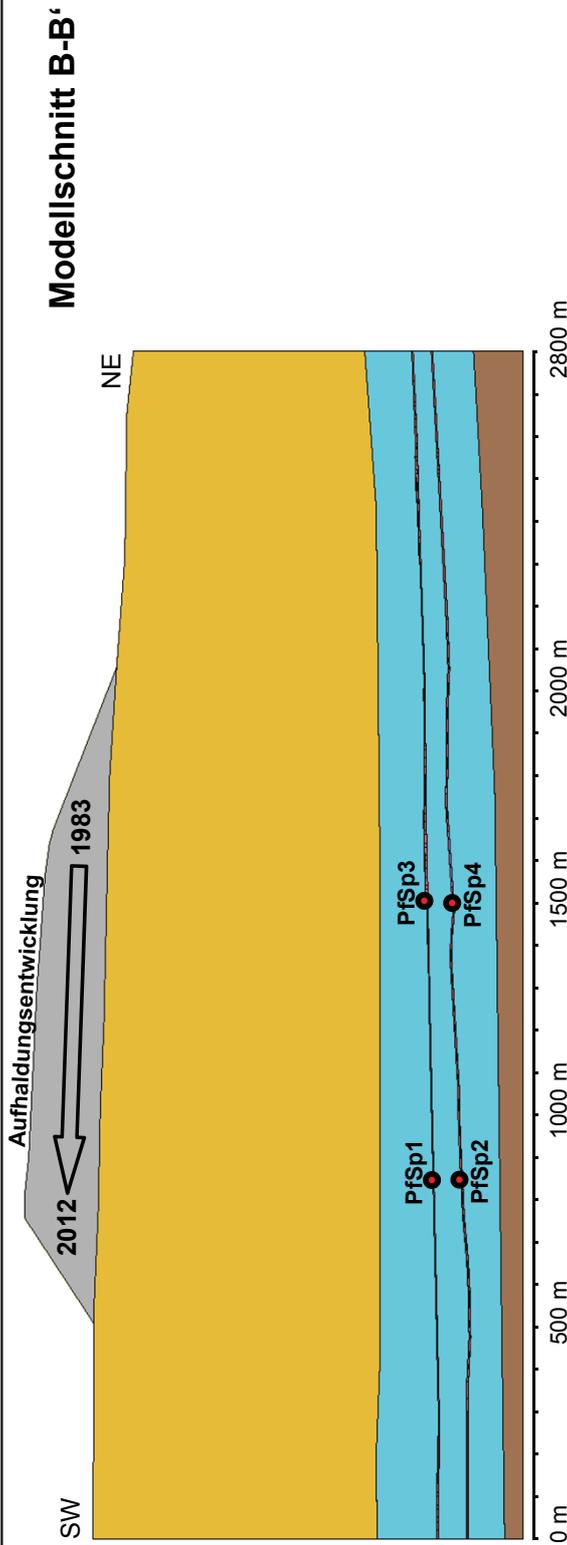


Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

Berechnete Konvergenzentwicklung für ausgewählte Messpunkte unterhalb des Haldenkörpers bis zum Jahr 2013

Haldenerweiterung Hattorf

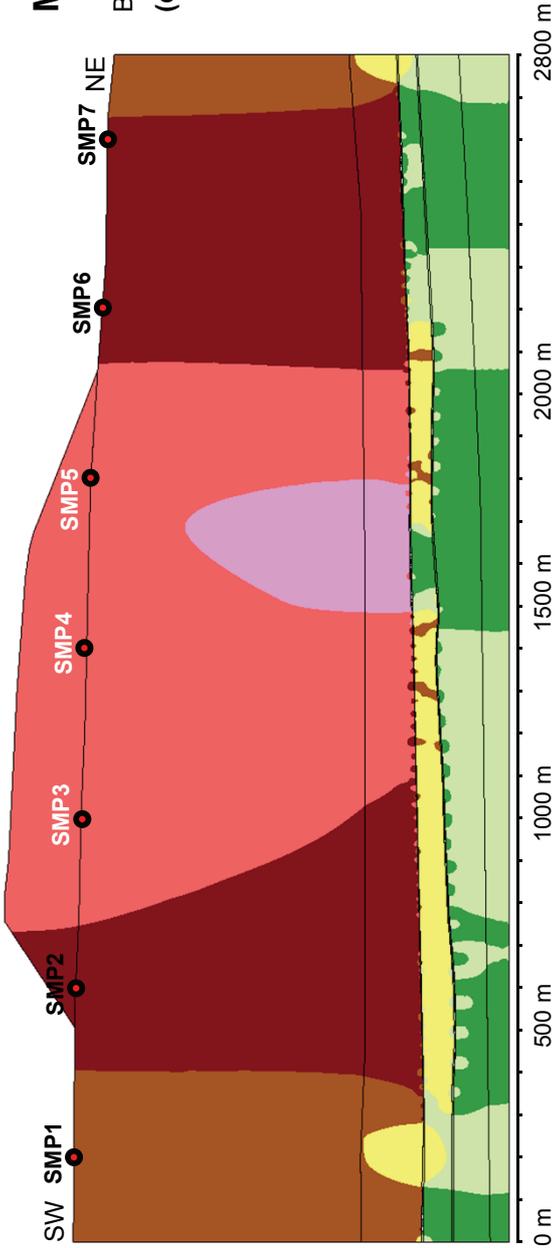
Anlage 5.2-1b



Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

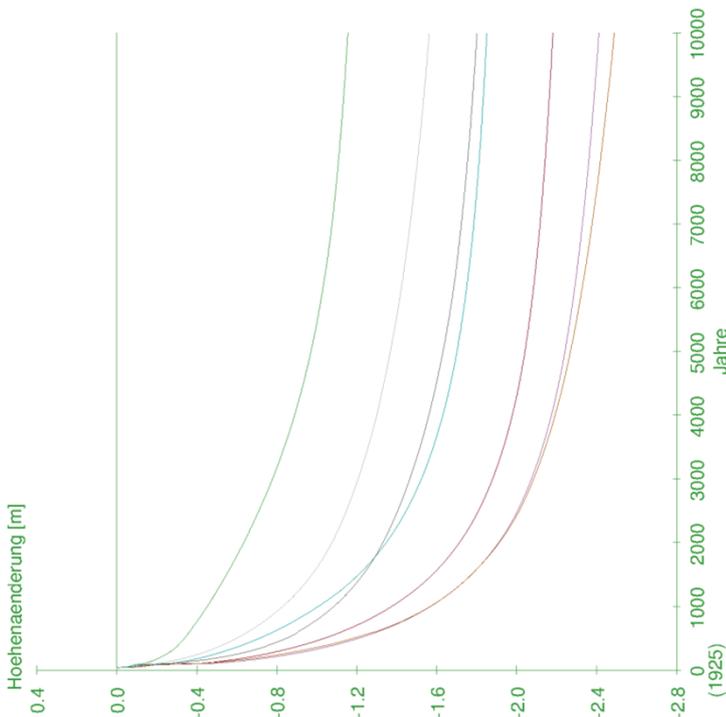
Haldenerweiterung Hattorf
Belastungsentwicklung an ausgewählte Tragpfählern unterhalb
des Haldenkörpers bis zum Jahr 2020

**vertikale
Verschiebung**



Modellschnitt B-B'

Betrachtungszeitpunkt: Jahr 11925
(ca. 10.000 Jahre Standzeit des Baufeldes)



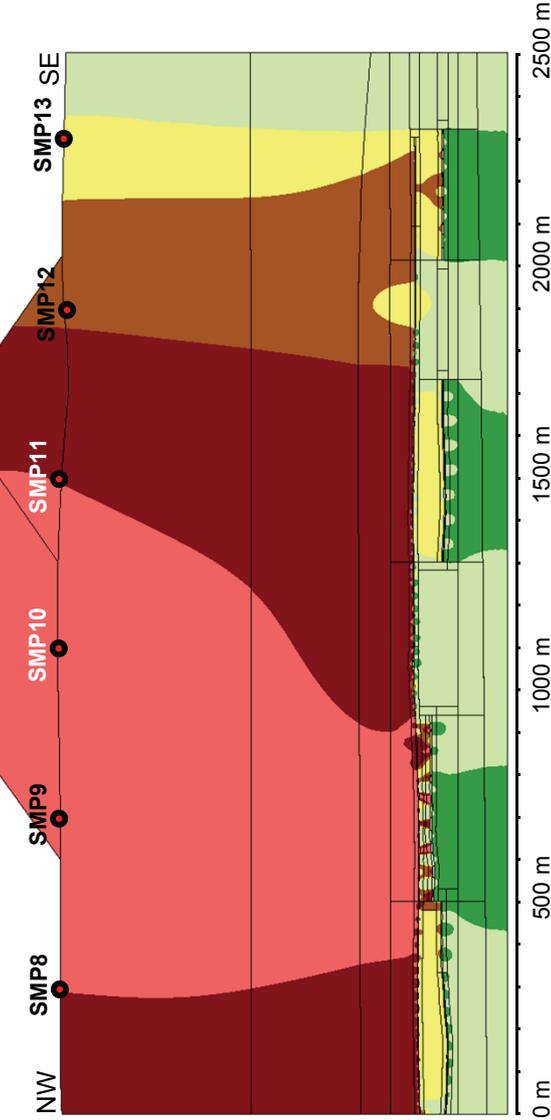
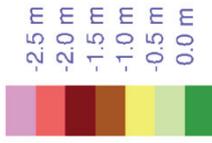
- SMP 1 Modell
- SMP 2 Modell
- SMP 3 Modell
- SMP 4 Modell
- SMP 5 Modell
- SMP 6 Modell
- SMP 7 Modell
- vs
- Zeit [a]



Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

**Haldenerweiterung Hattorf
Berechnete Senkungsentwicklung im Bereich des Haldenkörpers
bis 10.000 Jahre nach Beginn der Baufeldauffahrung**

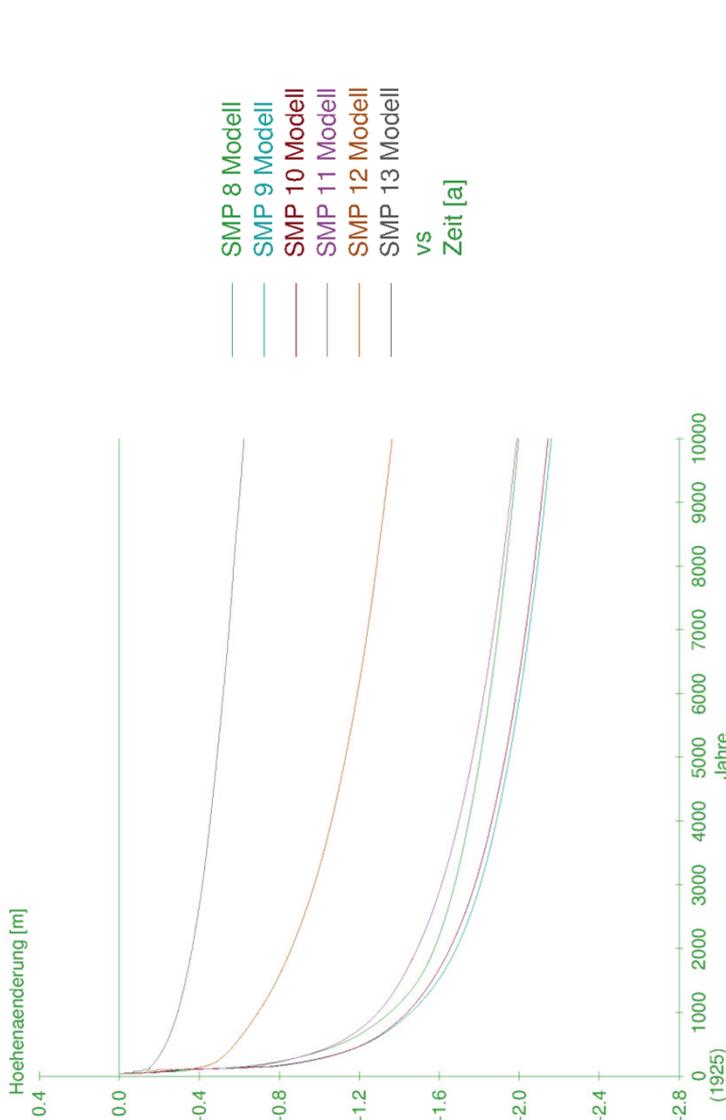
**vertikale
Verschiebung**



Modellschnitt A-A'

Betrachtungzeitpunkt: Jahr 11925

(ca. 10.000 Jahre Standzeit des Baufeldes)



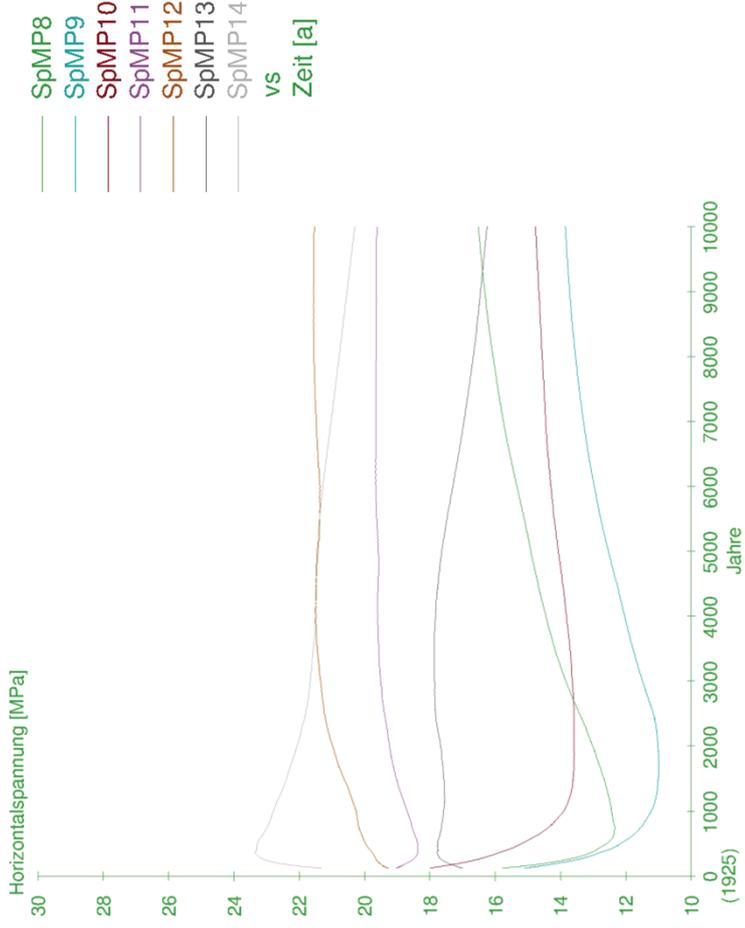
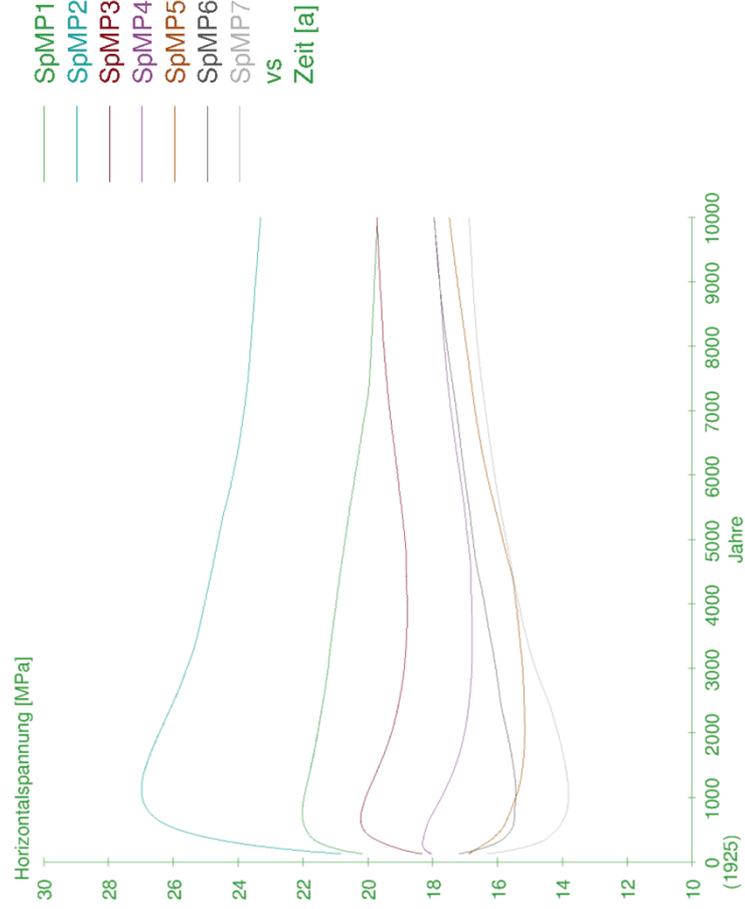
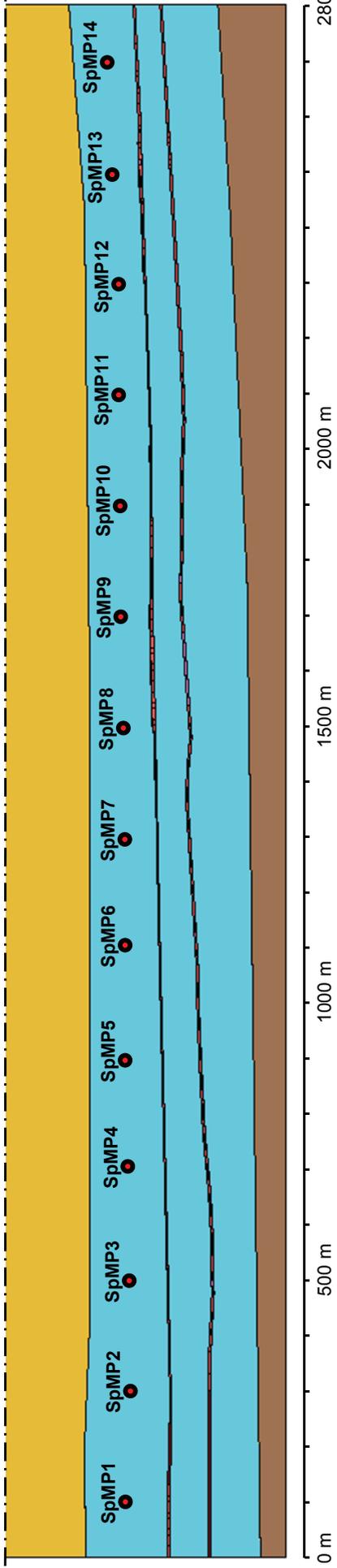
Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

**Haldenerweiterung Hattorf
Berechnete Senkungsentwicklung im Bereich des Haldenkörpers
bis 10.000 Jahre nach Beginn der Baufeldauffahrung**

Modellschnitt B-B'

NE

SW



Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

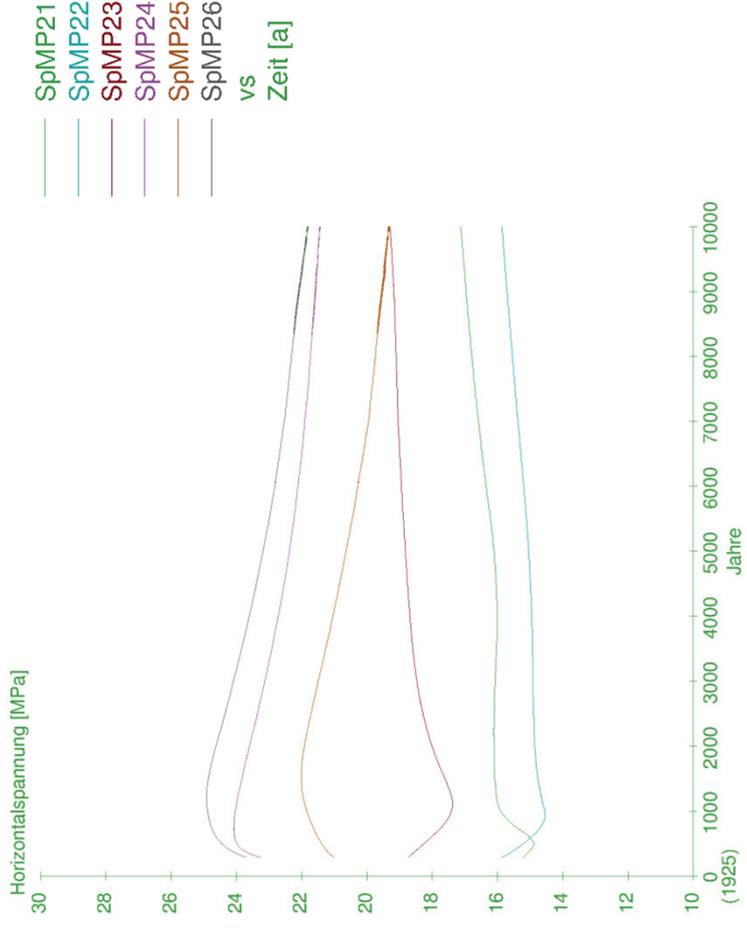
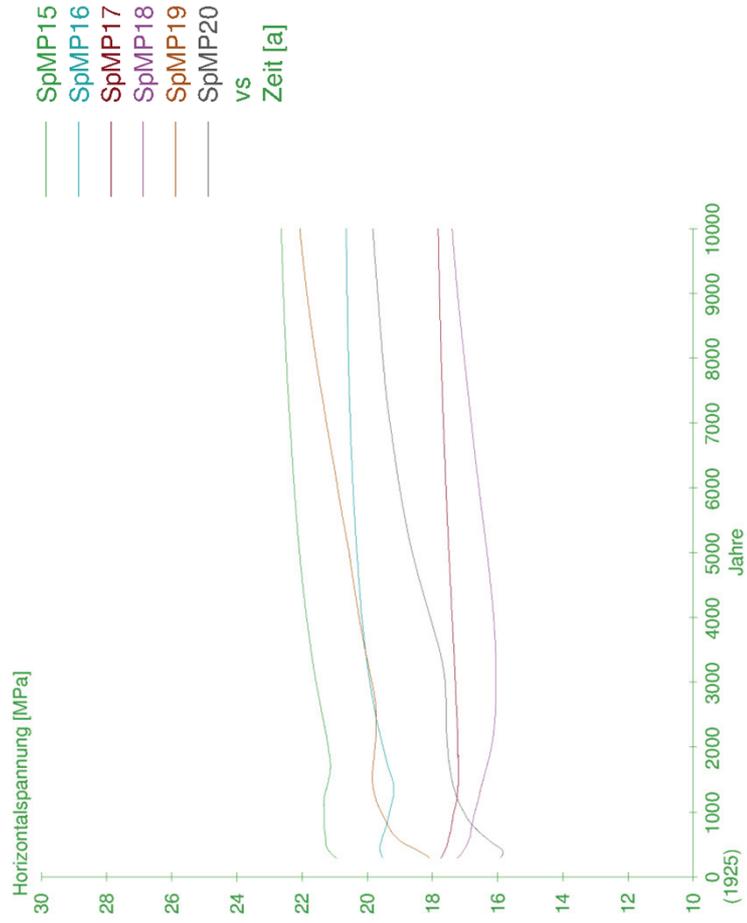
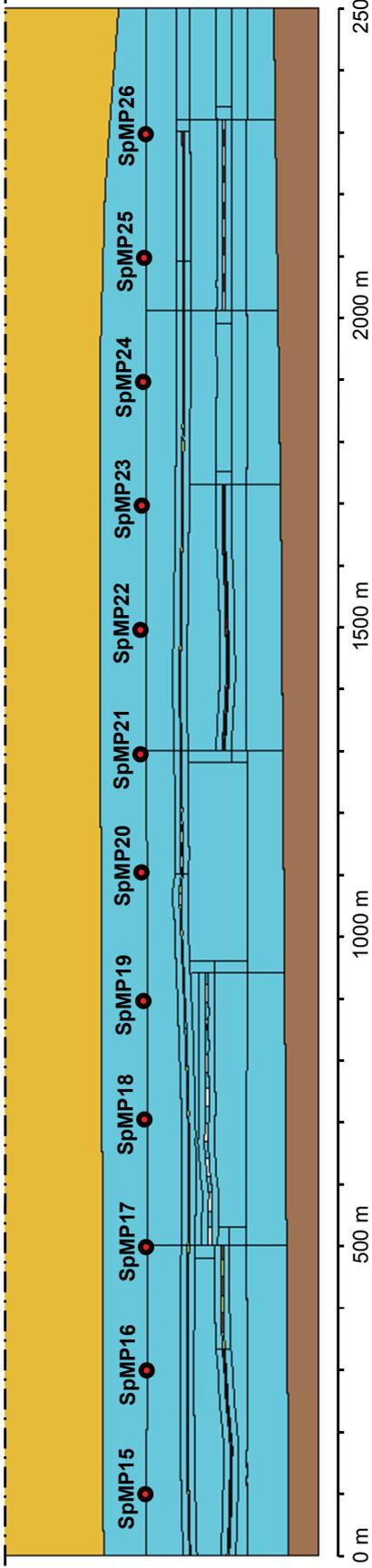
Haldenerweiterung Hattorf
Berechnete Spannungsentwicklung im Bereich der hangenden
Salinarbarriere bis 10.000 Jahre nach Beginn der Baufeldauffahrung

Anlage 5.2-4a

Modellschnitt A-A'

SE

NW



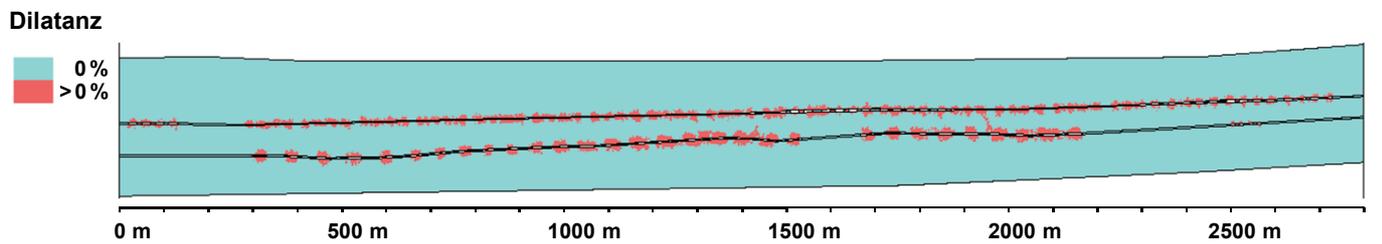
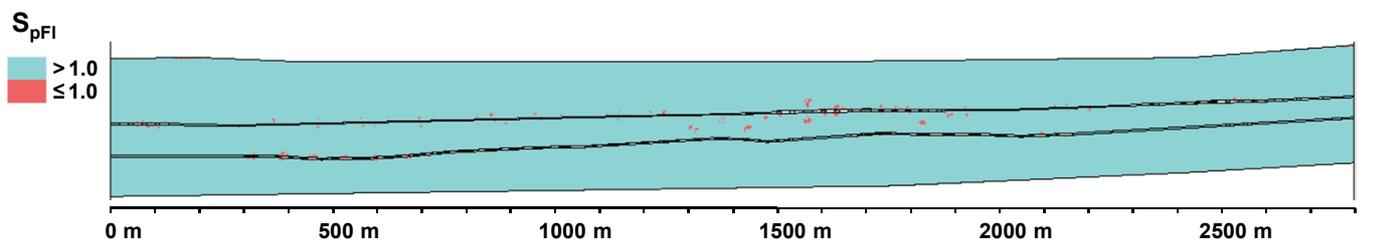
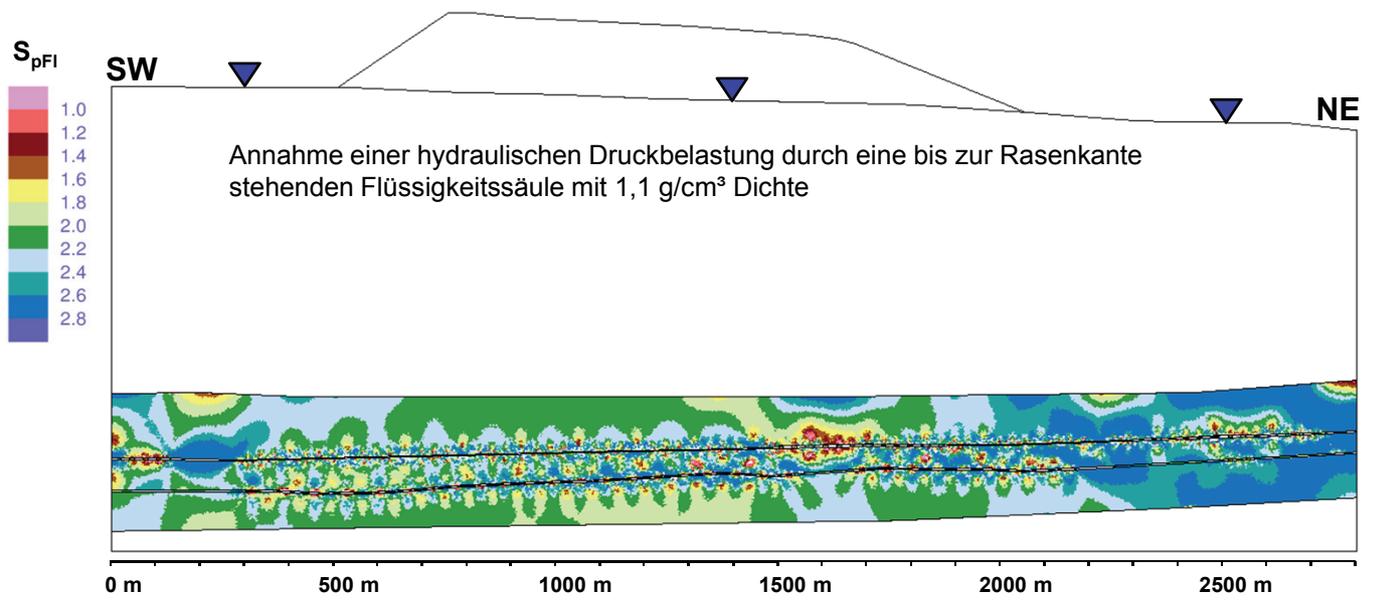
Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH

Haldenerweiterung Hattorf
Berechnete Spannungsentwicklung im Bereich der hangenden
Salinarbarriere bis 10.000 Jahre nach Beginn der Baufeldauffahrung

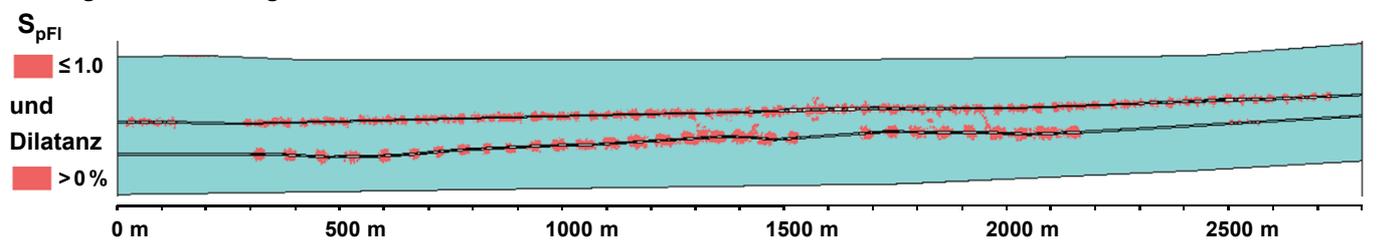
Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter Langzeitbedingungen

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2013**

Standzeit der Abbaue unter der Halde: bis zu 88 Jahre



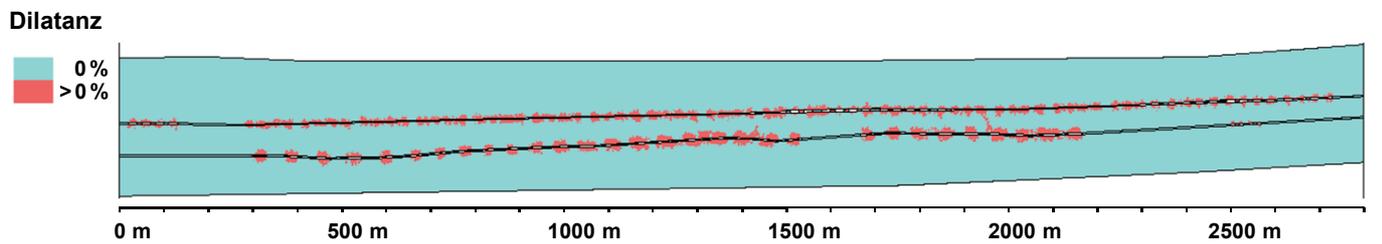
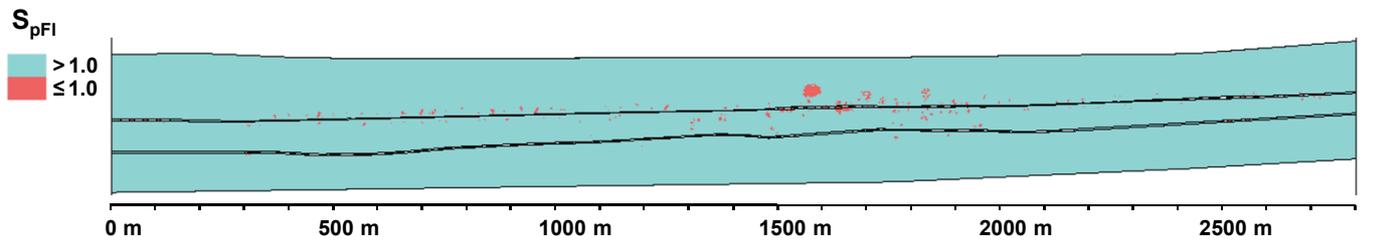
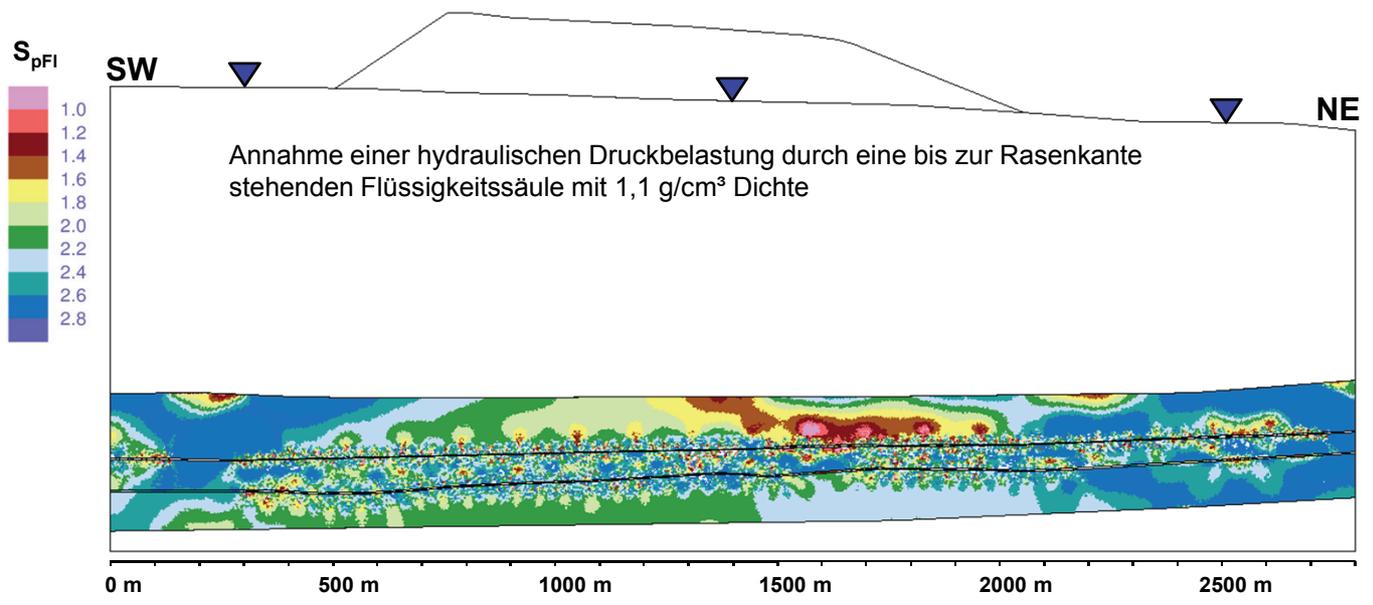
überlagerte Darstellung



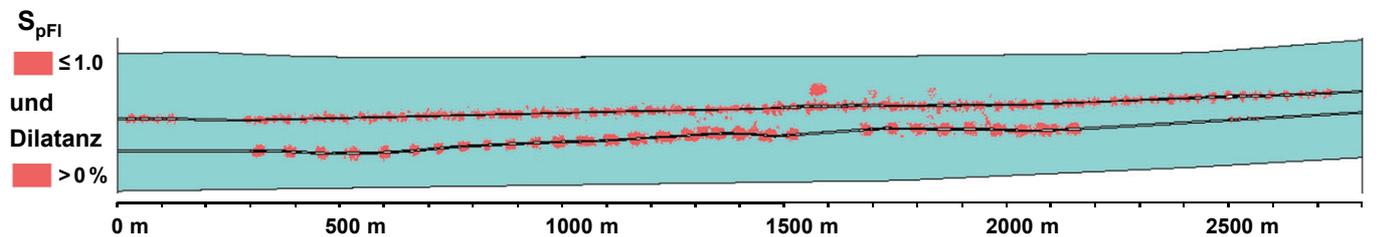
Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter Langzeitbedingungen

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2925**

Standzeit der Abbaue unter der Halde: 1000 Jahre



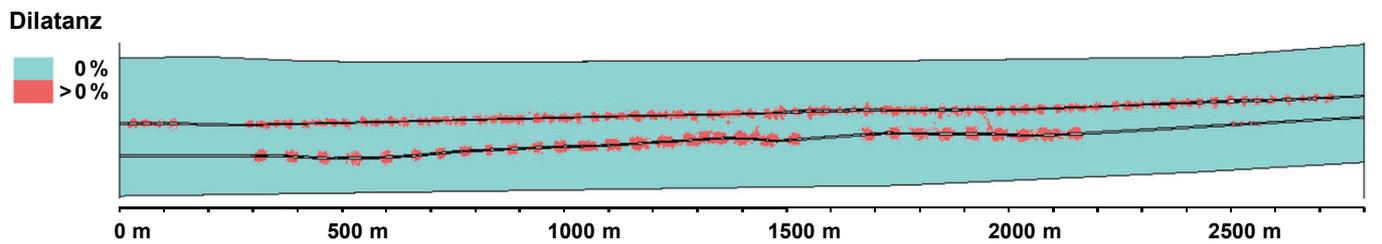
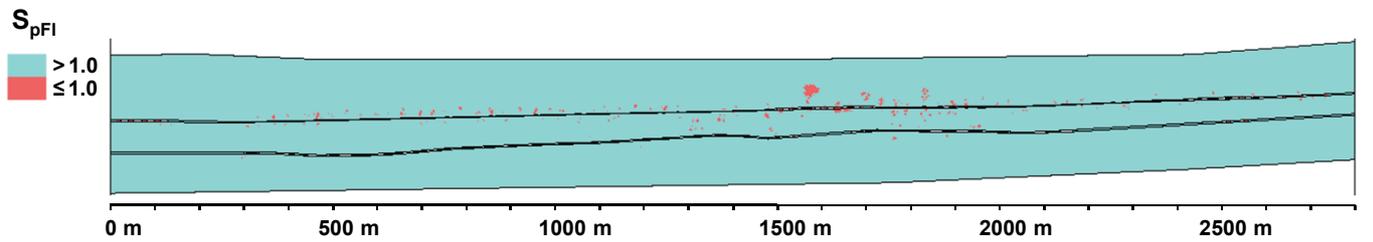
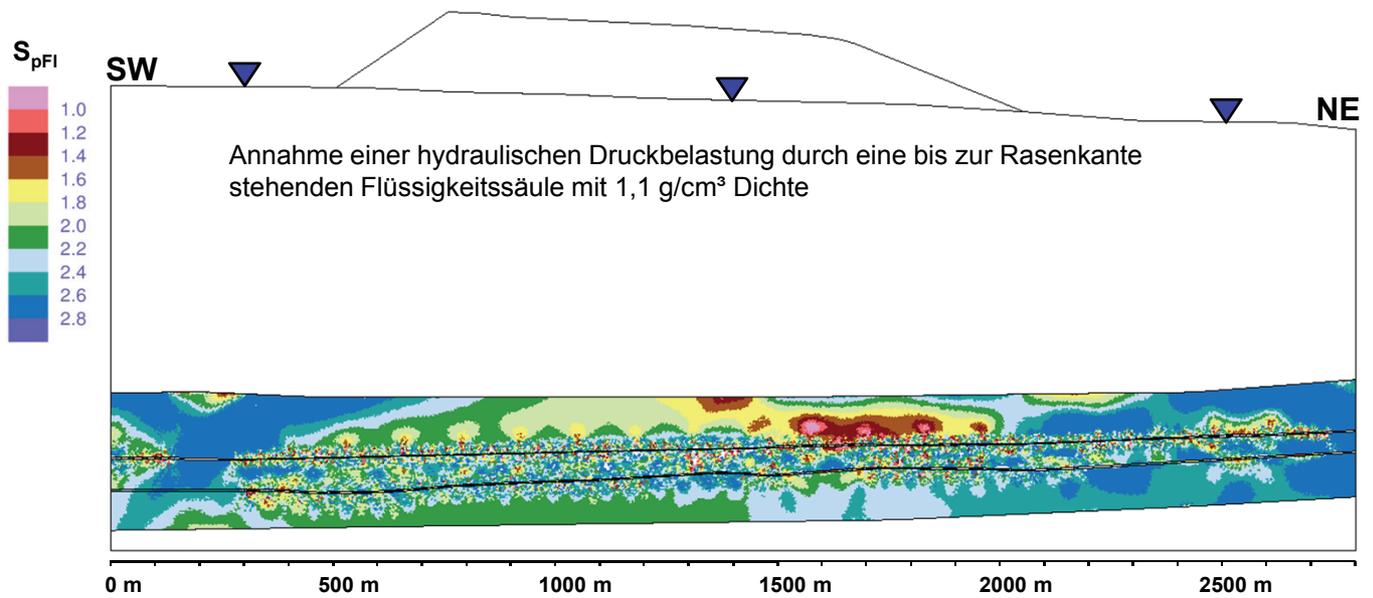
überlagerte Darstellung



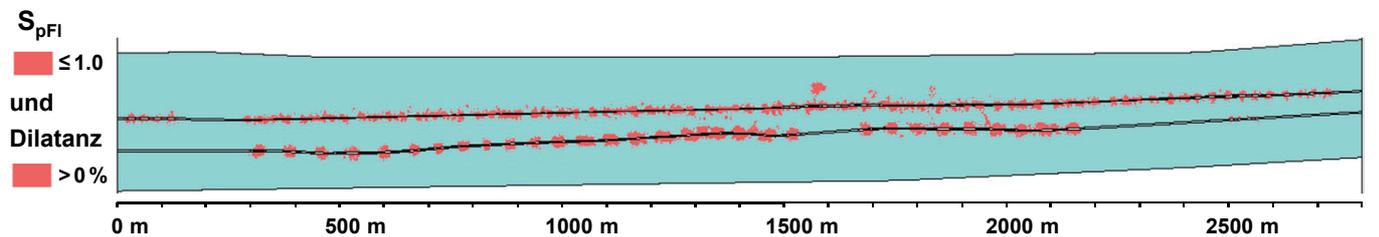
Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter Langzeitbedingungen

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 3925**

Standzeit der Abbaue unter der Halde: 2000 Jahre



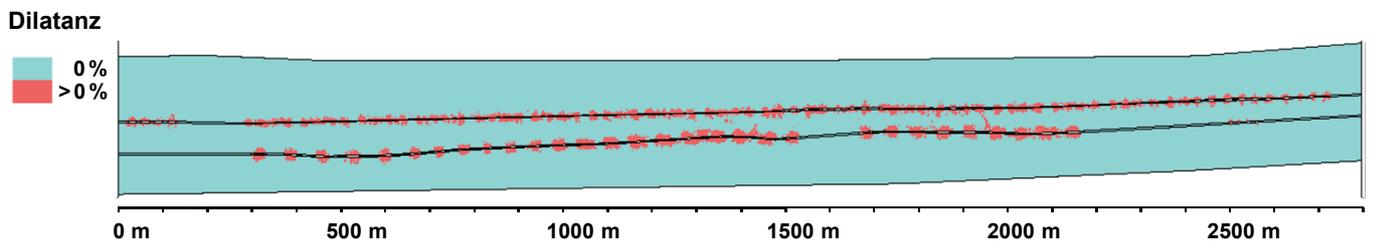
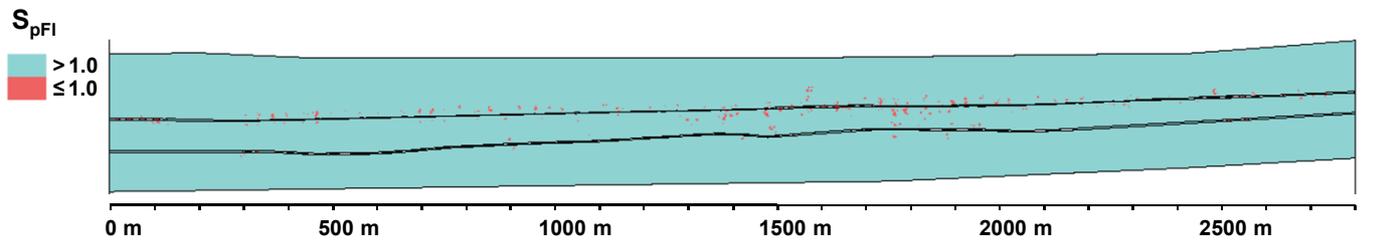
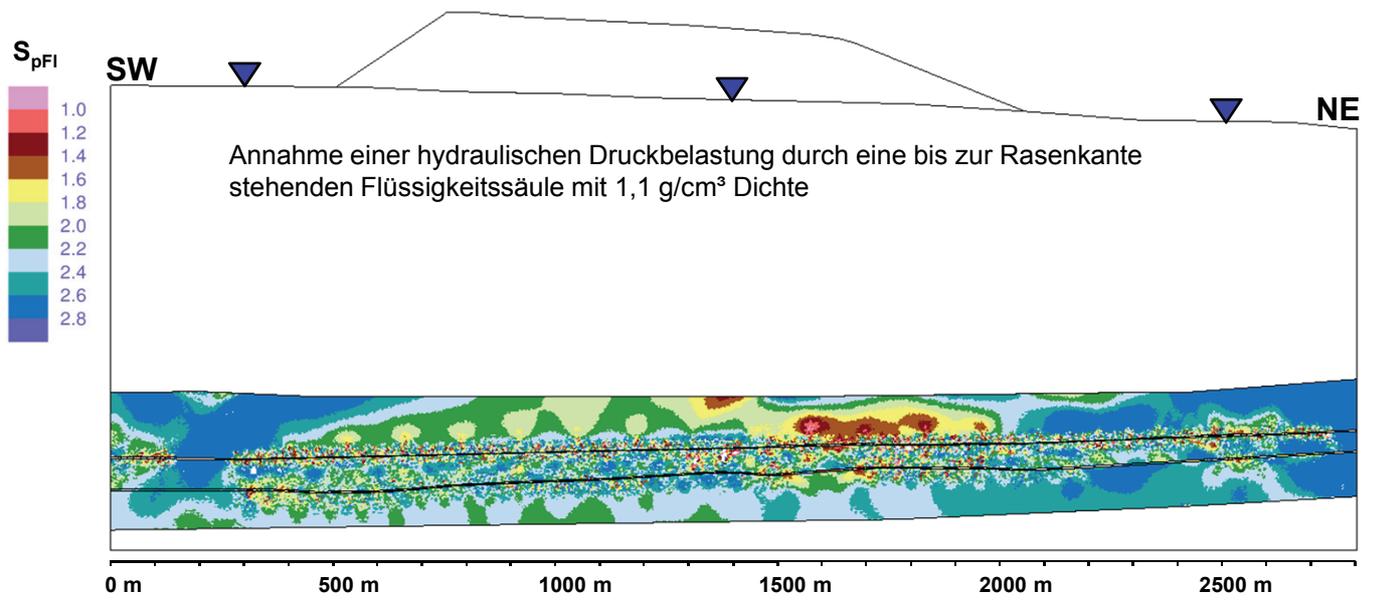
überlagerte Darstellung



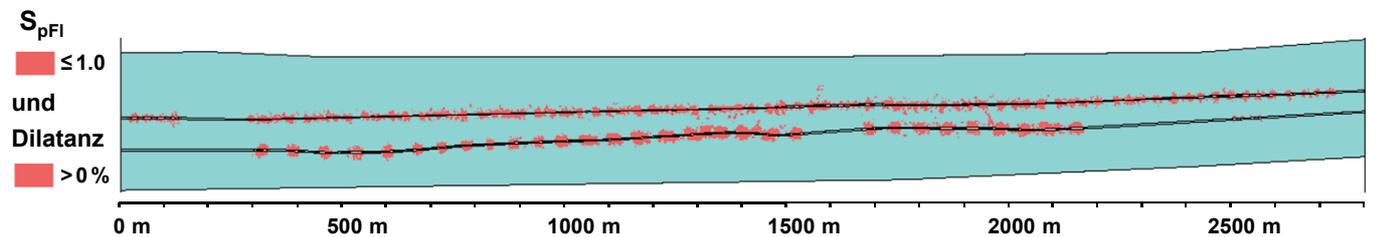
Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter Langzeitbedingungen

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 5925**

Standzeit der Abbaue unter der Halde: 4000 Jahre



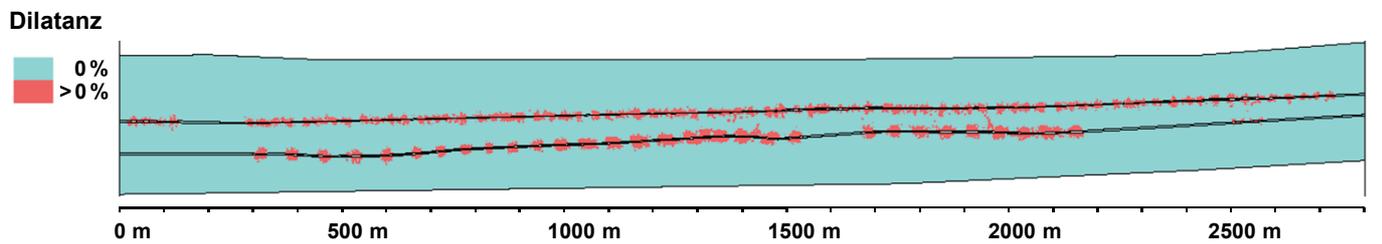
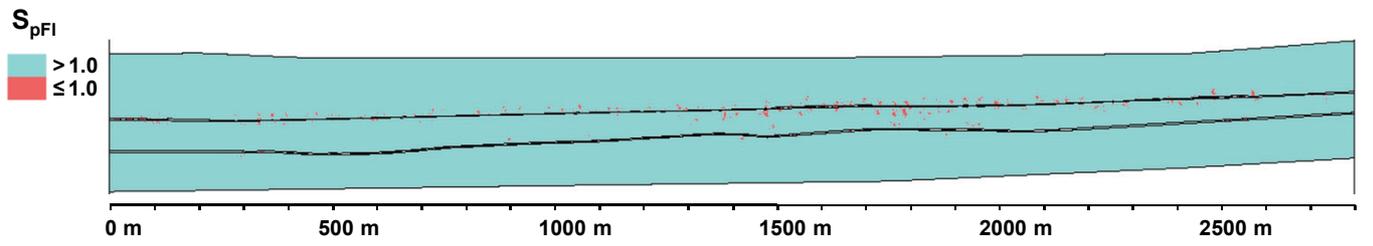
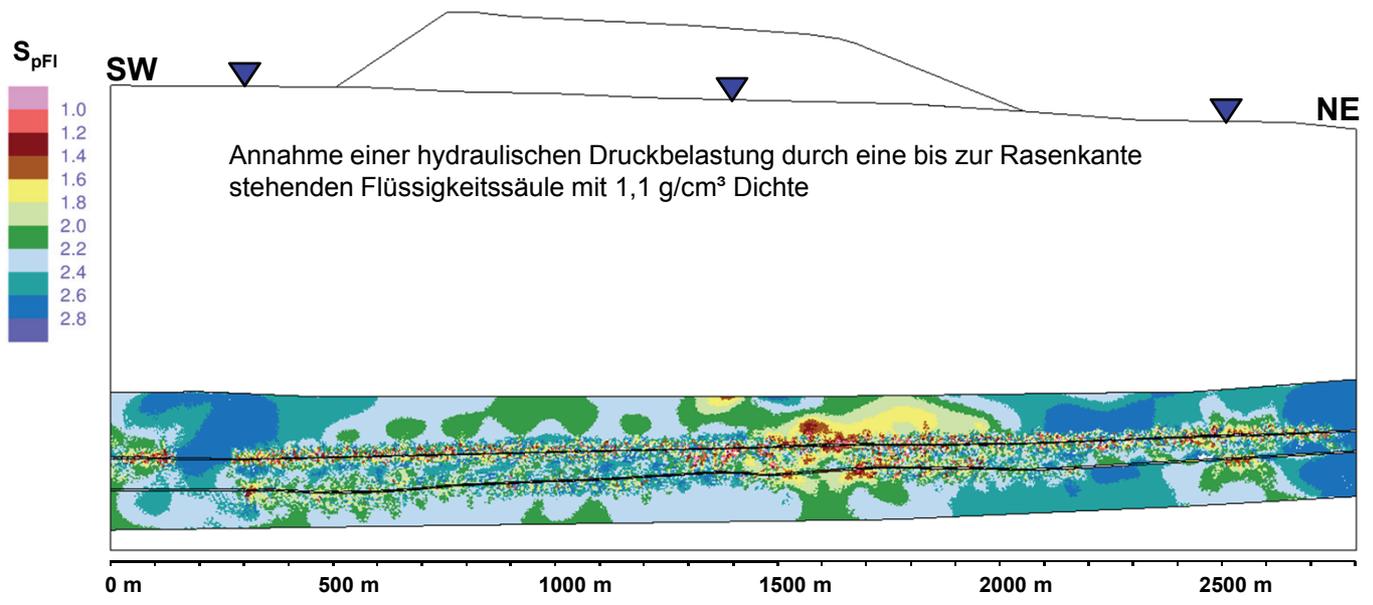
überlagerte Darstellung



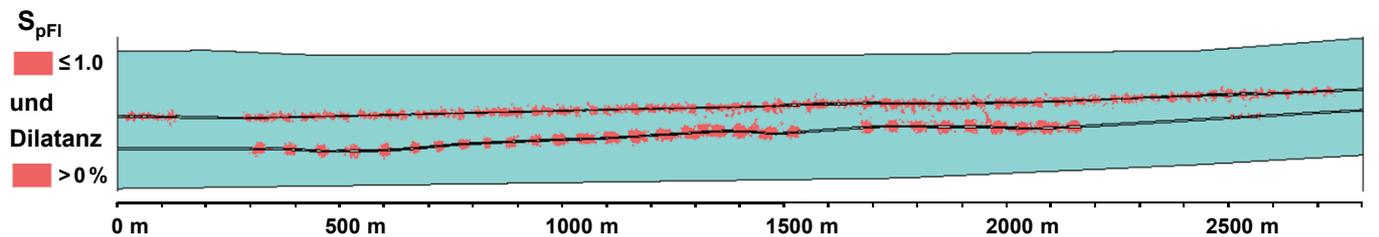
Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter Langzeitbedingungen

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 11925**

Standzeit der Abbaue unter der Halde: 10.000 Jahre



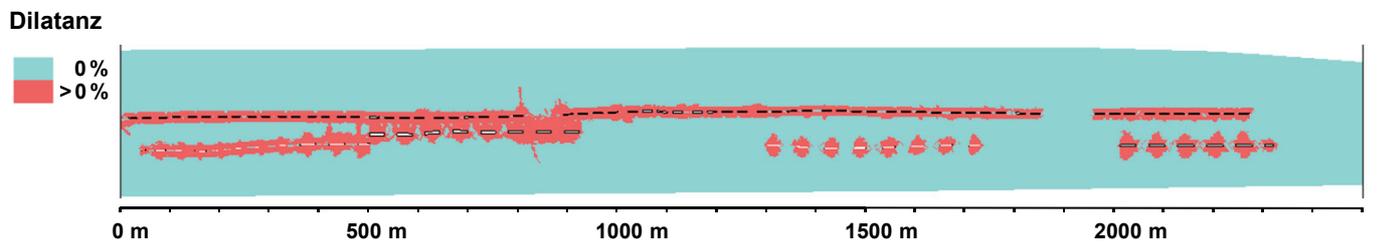
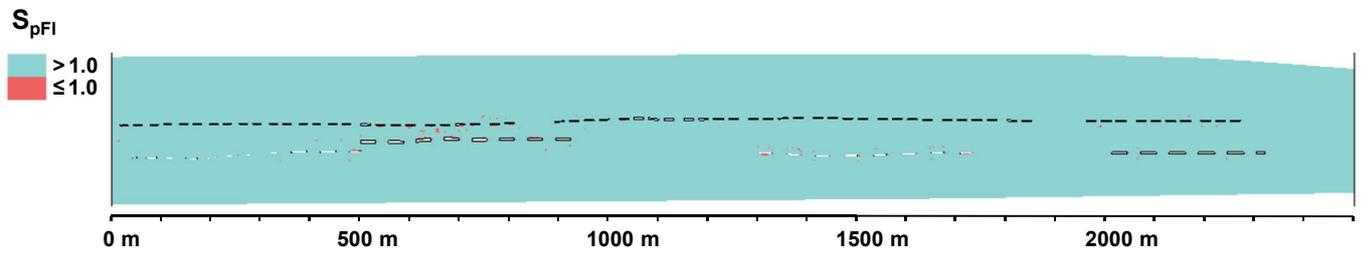
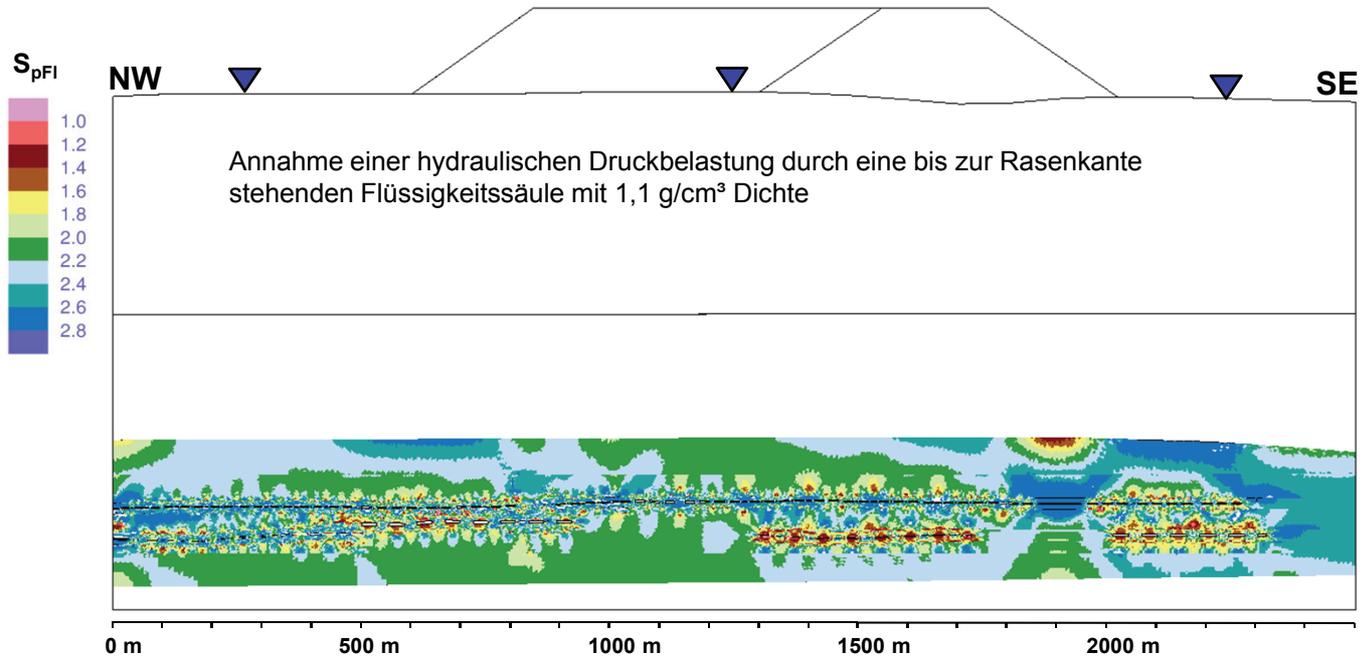
überlagerte Darstellung



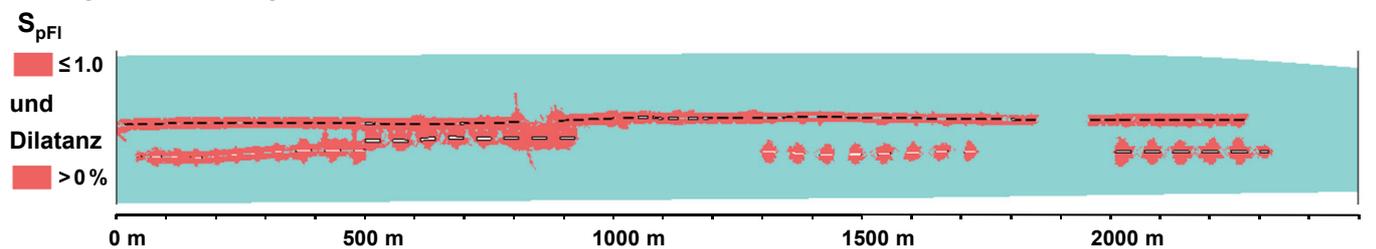
Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter Langzeitbedingungen

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2013**

Standzeit der Abbaue unter der Halde: bis zu 88 Jahre



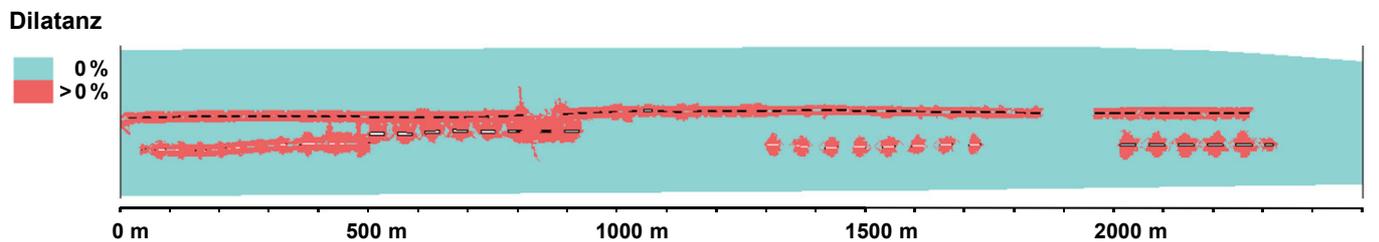
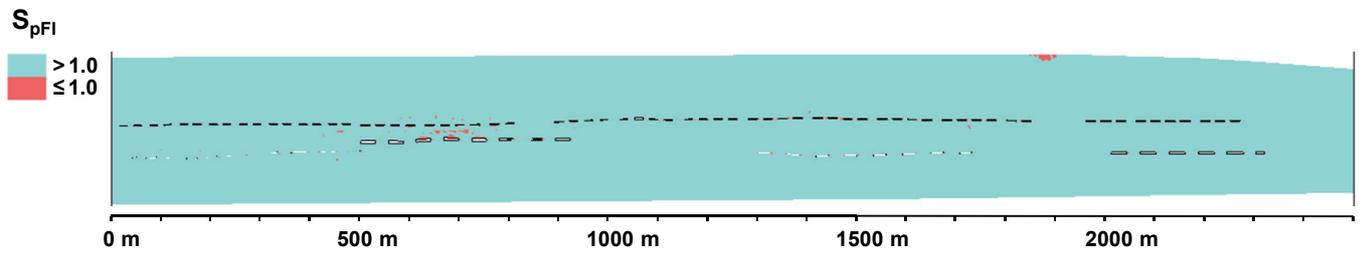
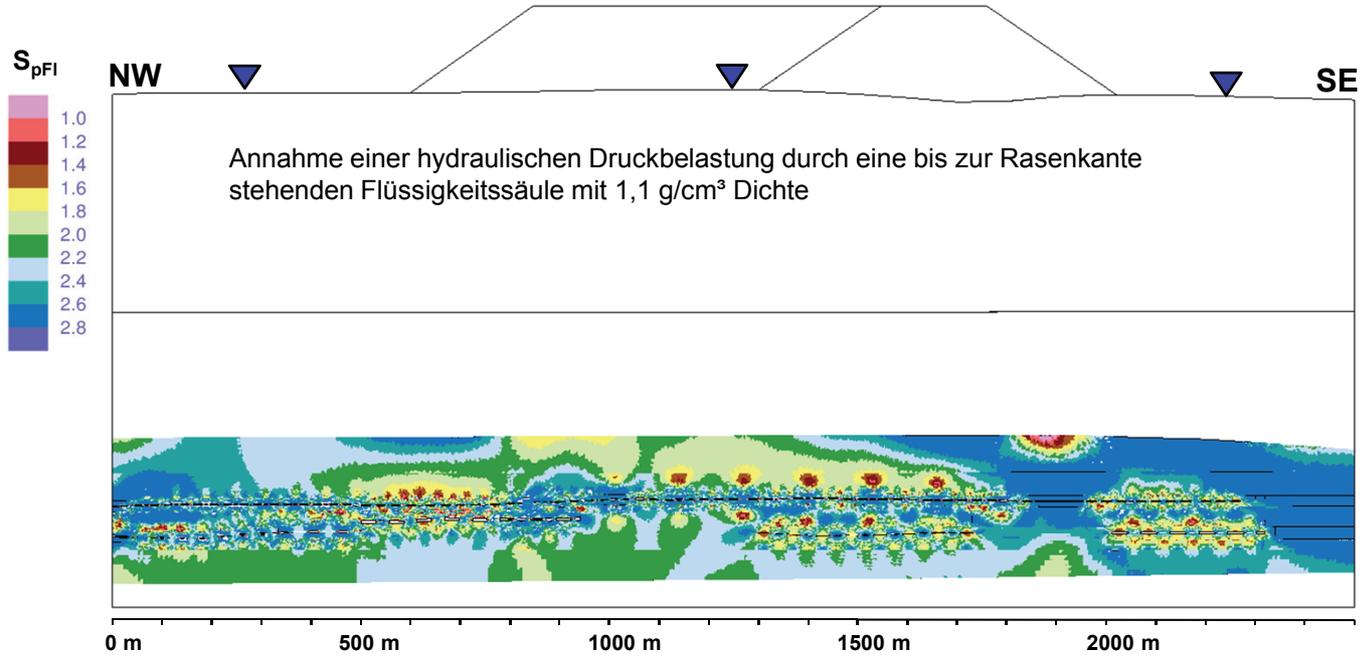
überlagerte Darstellung



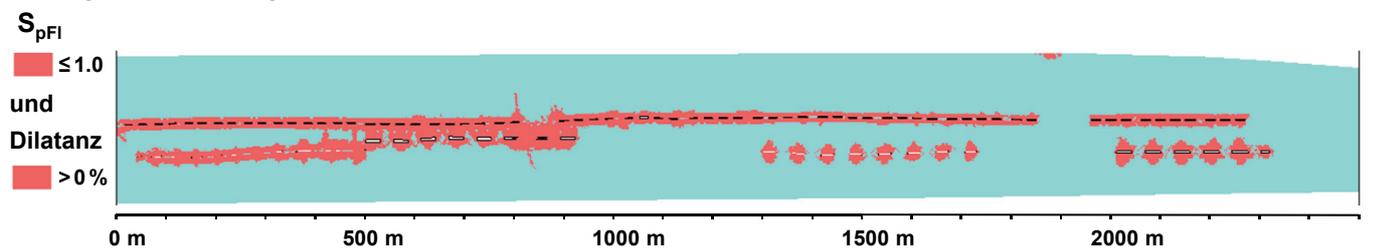
Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter Langzeitbedingungen

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2425**

Standzeit der Abbaue unter der Halde: 500 Jahre



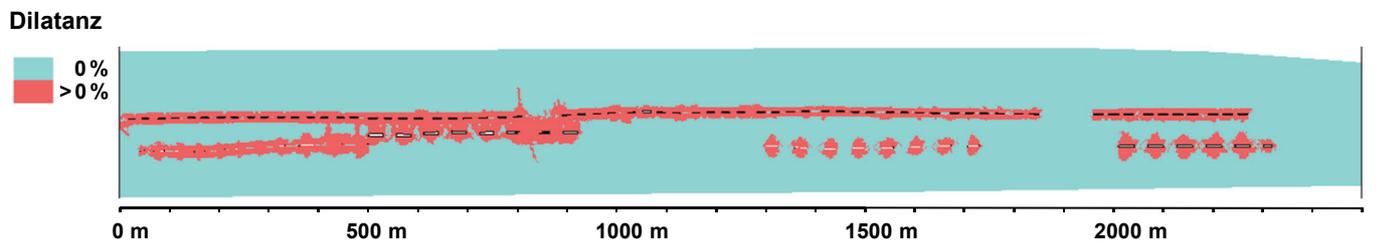
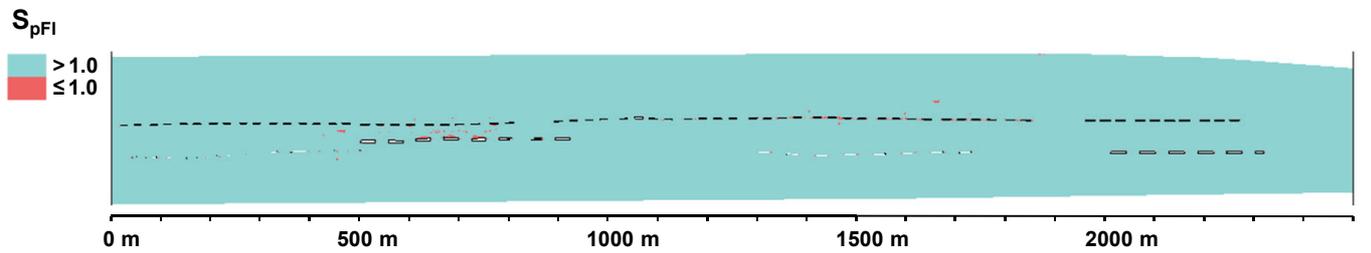
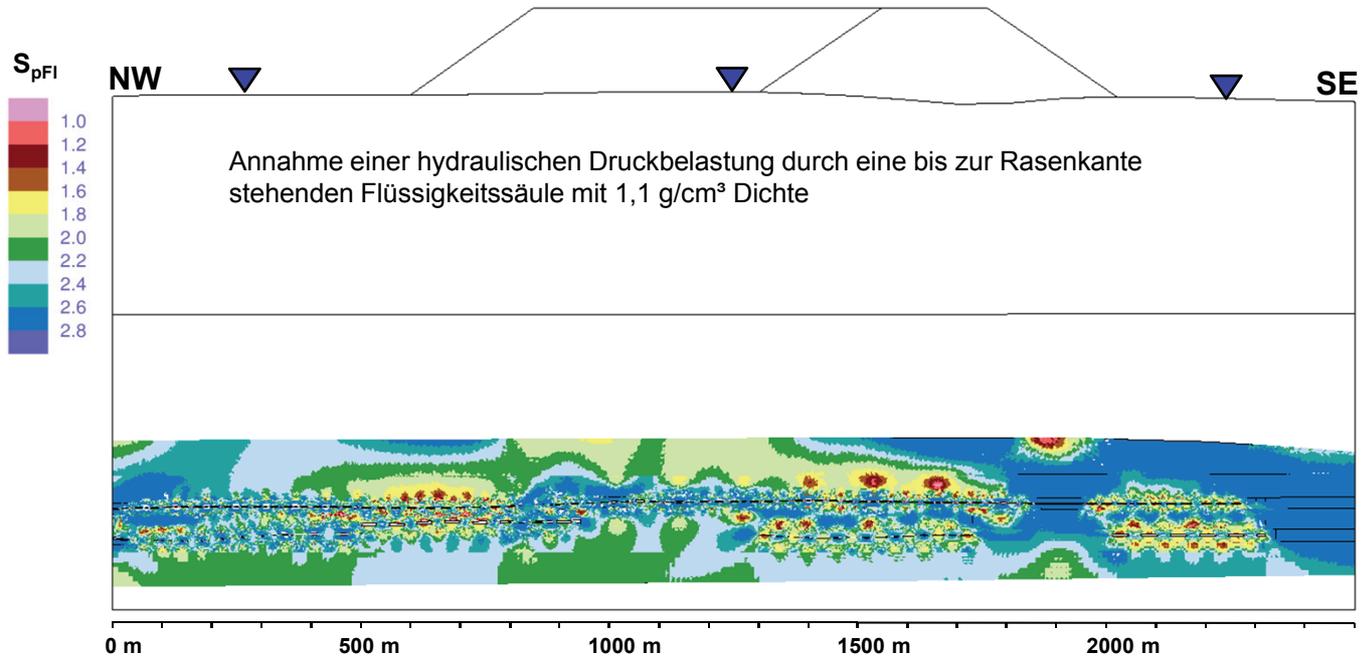
überlagerte Darstellung



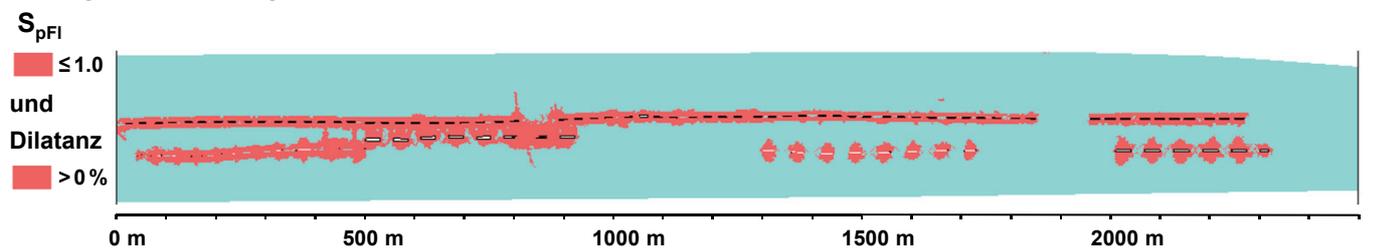
Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter Langzeitbedingungen

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2925**

Standzeit der Abbaue unter der Halde: 1000 Jahre



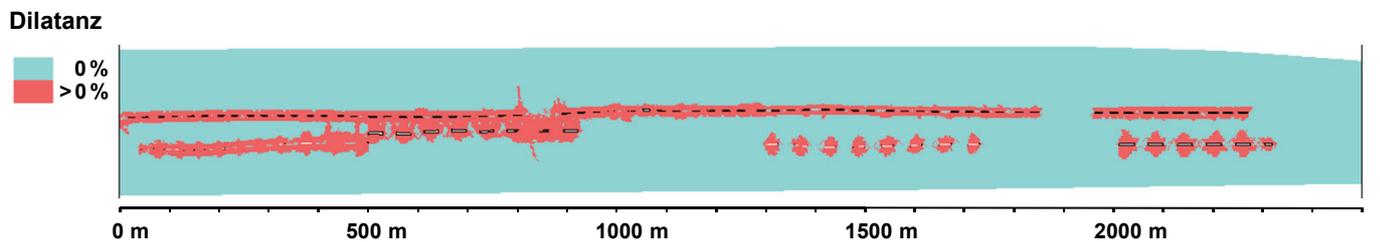
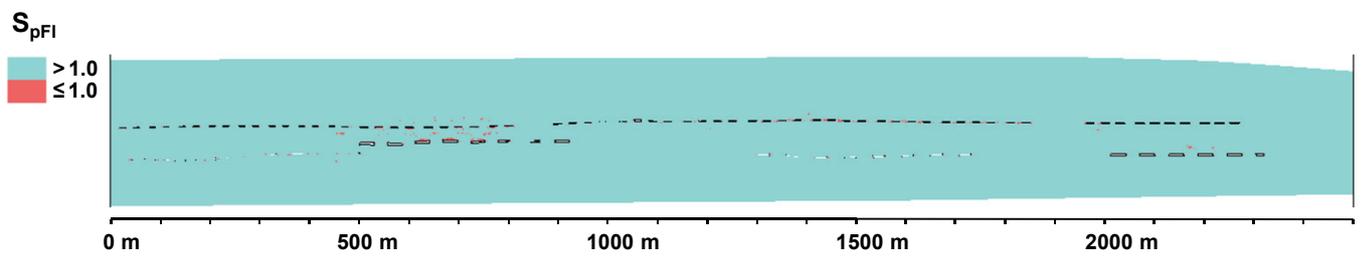
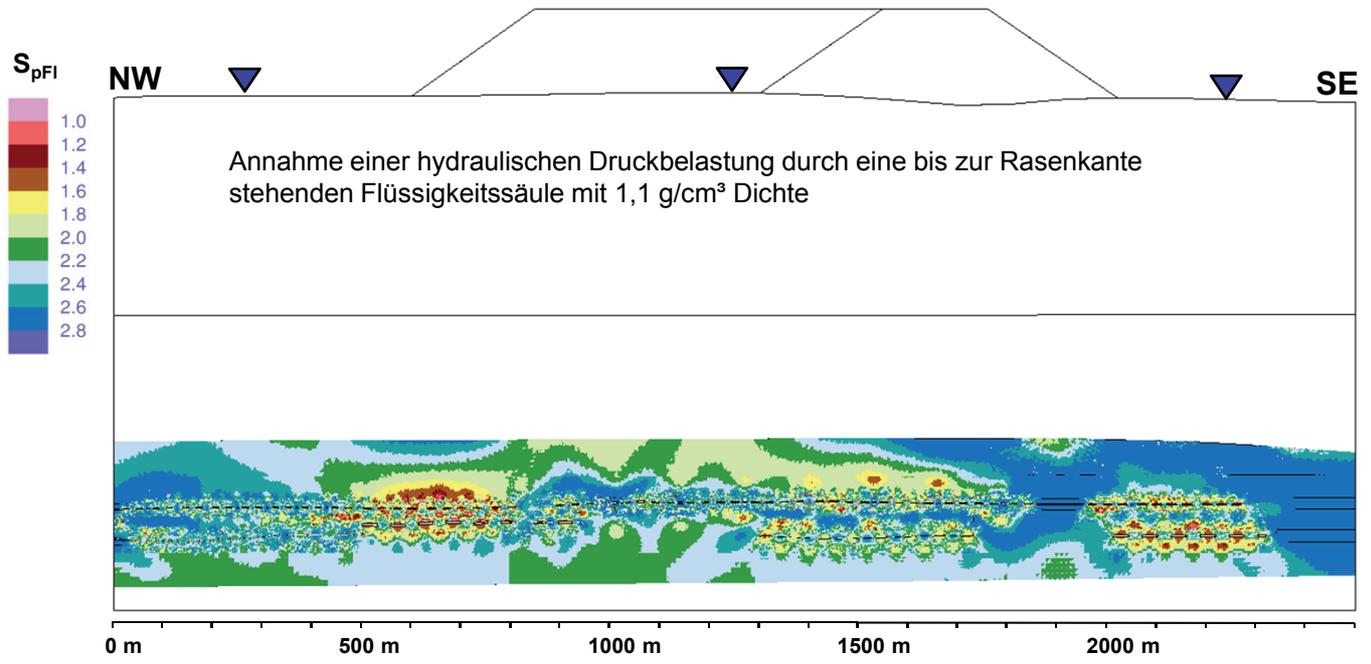
überlagerte Darstellung



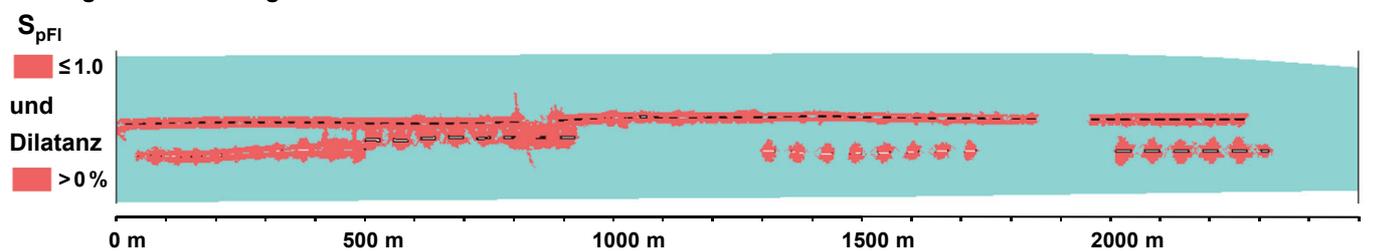
Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter Langzeitbedingungen

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 4925**

Standzeit der Abbaue unter der Halde: 3000 Jahre



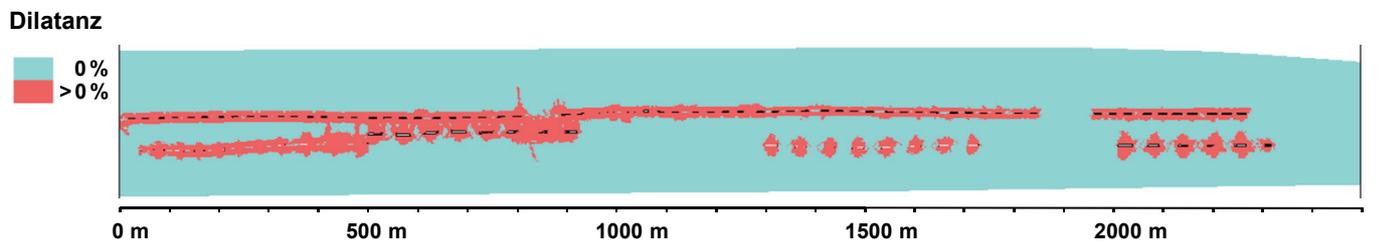
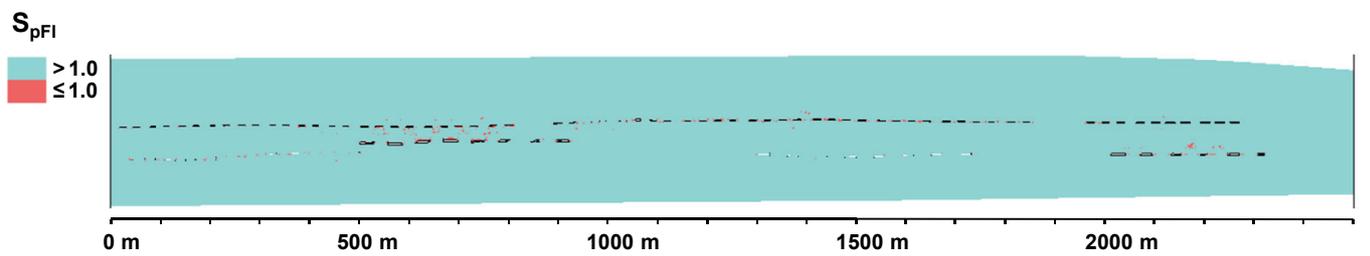
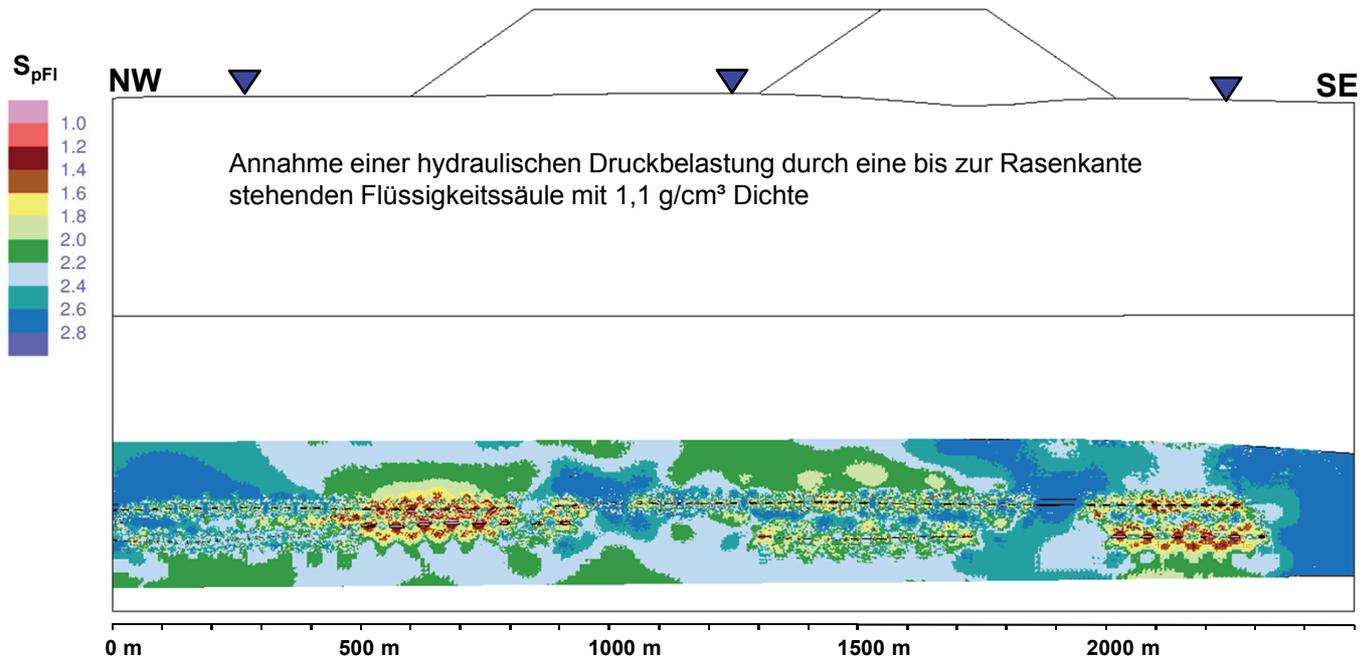
überlagerte Darstellung



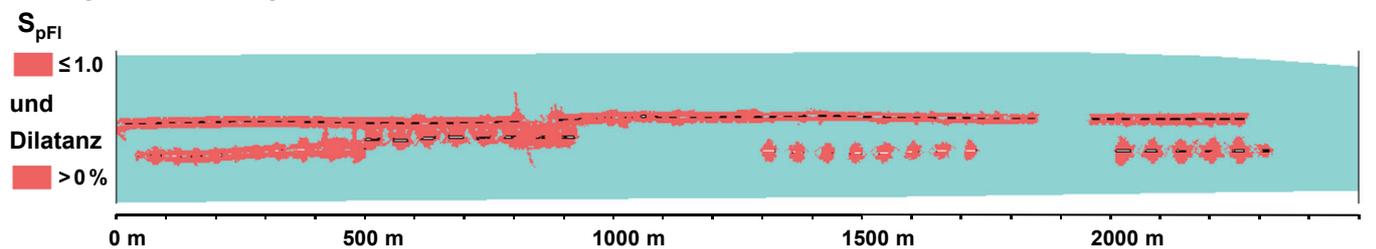
Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter Langzeitbedingungen

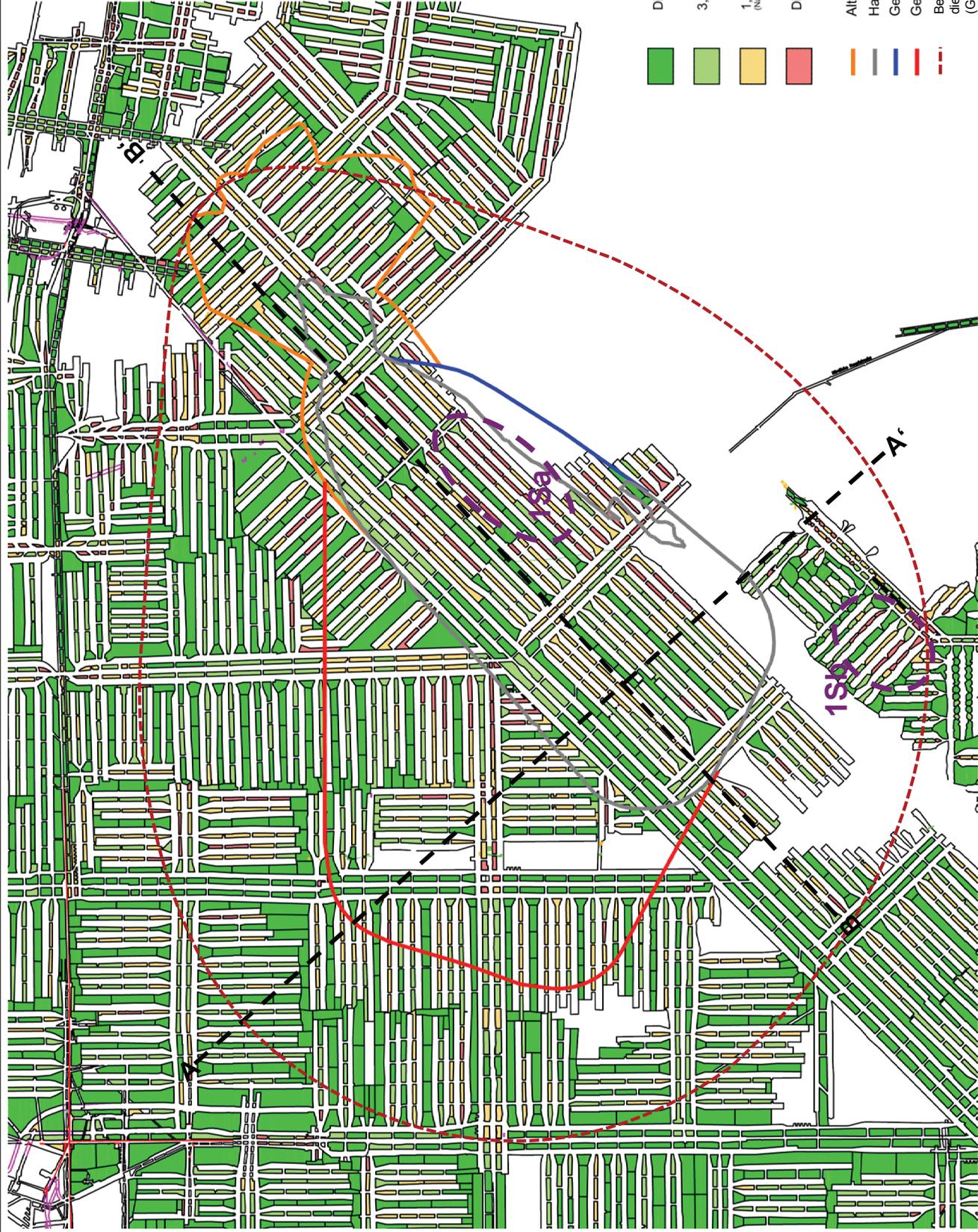
Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 11925**

Standzeit der Abbaue unter der Halde: 10.000 Jahre



überlagerte Darstellung





Dim.-zahl $\geq 5,0$

$3,0 \leq \text{Dim.-zahl} < 5,0$

$1,9 \leq \text{Dim.-zahl} < 3,0$
(Nachweis über Erschütterung)

Dim.-zahl $< 1,9$

Althaldenbereich

Haldenkontur 2012

Genehmigte Aufhöhung bis 2018

Geplante Haldenerweiterung bis 2050

Bereich zusätzlichen Lasteintrags durch die Aufhöhung bis zum Planungsstand 2050 (Grenzlinie entspricht 0,1 MPa Zusatzlast)

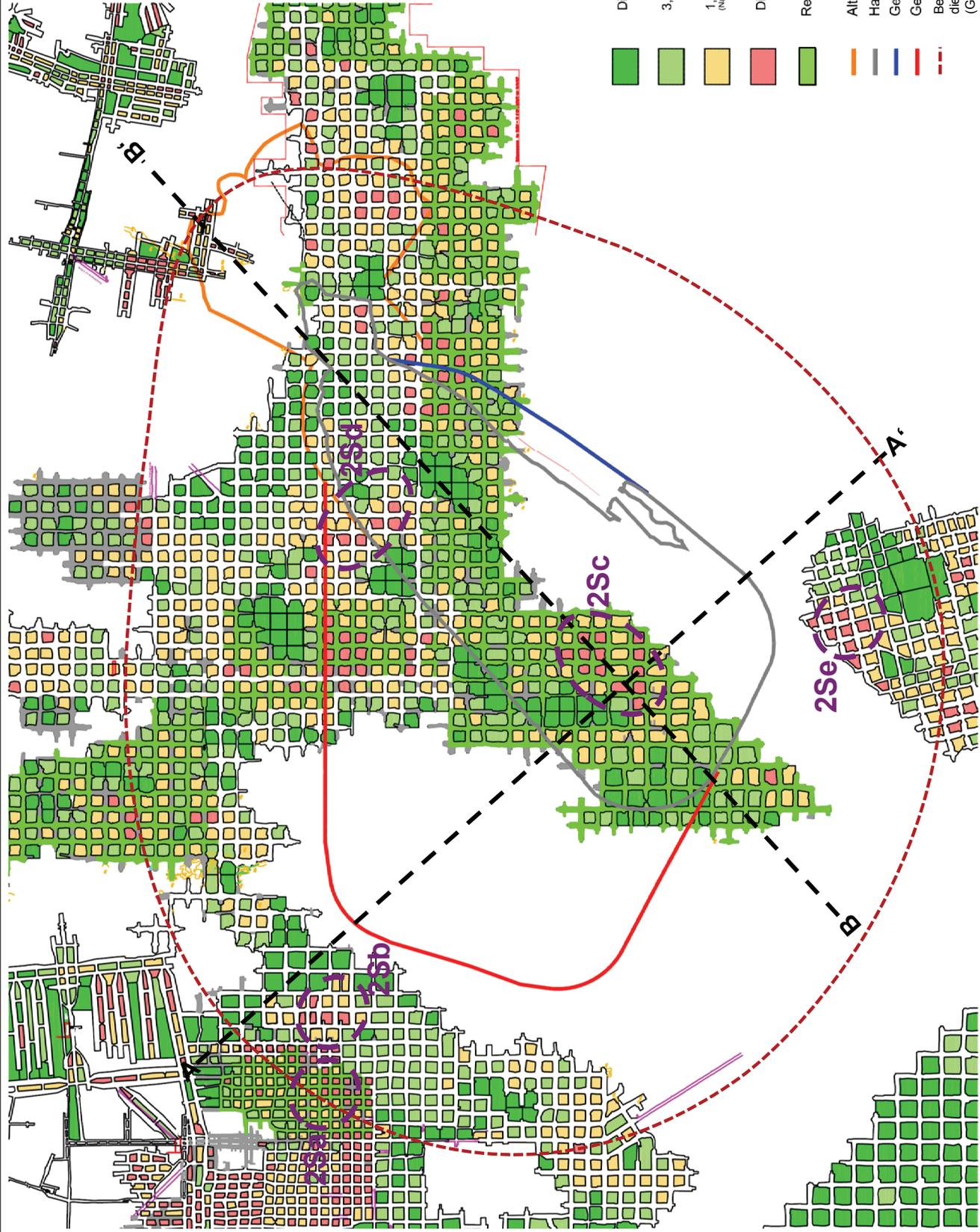
Haldenerweiterung Hattorf

Bereich 1. Sohle

Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale

Institut für
Gebirgsmechanik
GmbH





Haldenerweiterung Hattorf
Bereich 2. Sohle
Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale

Institut für
 Gebirgsmechanik
 GmbH

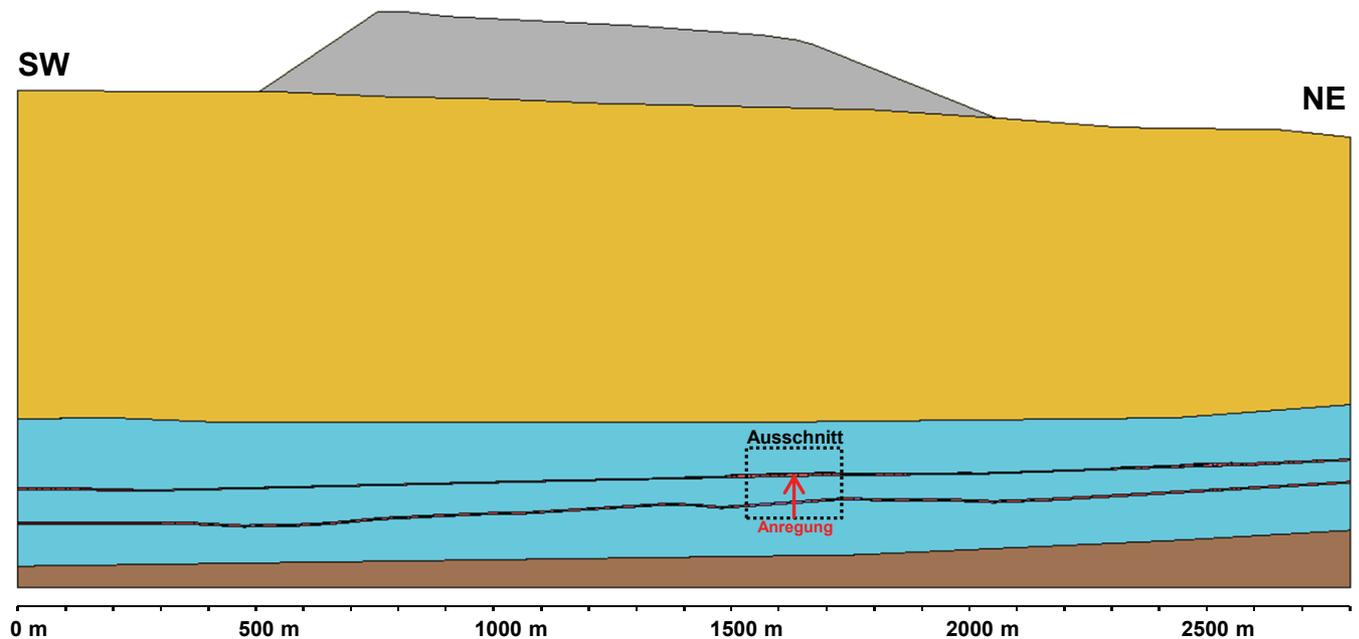


Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 1Sa

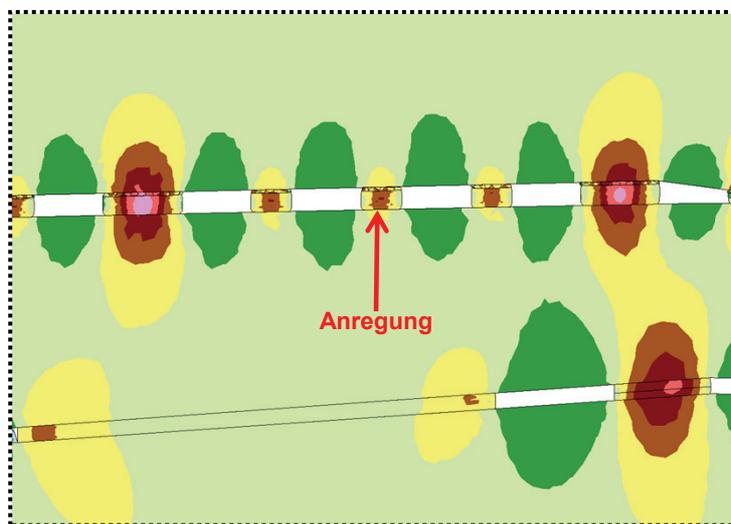
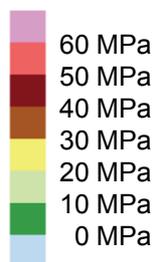
Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die ganze Pfeilerbreite (10 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2013** bei Ansatz voller Haldenlast (mit Erweiterung)

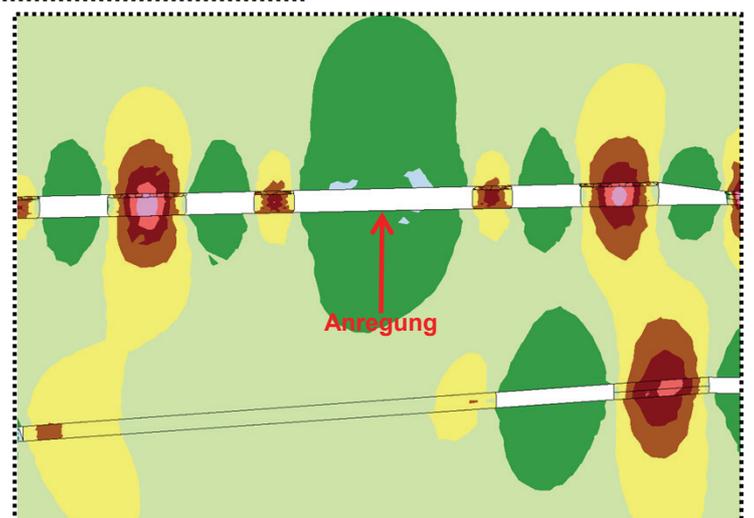
Zustand der angrenzenden Kammern: **unversetzt**



vertikale
Spannung



Zustand:
vor der Anregung



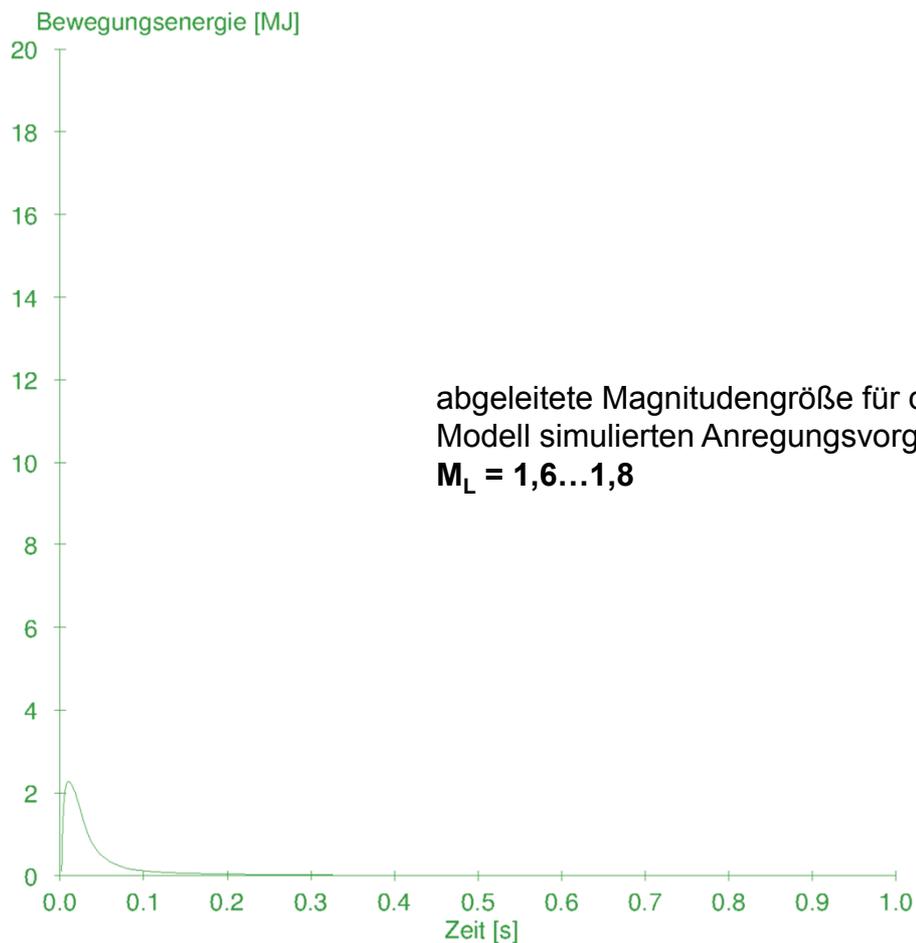
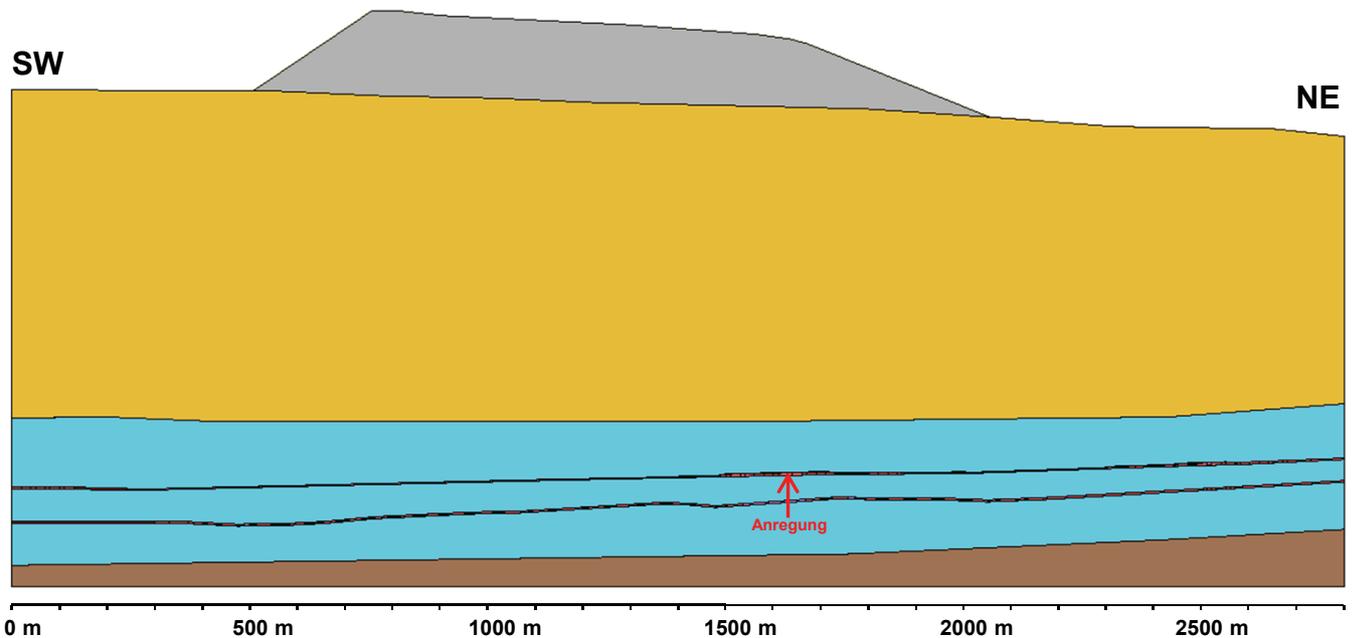
Zustand:
1 s nach der Anregung

Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 1Sa

Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die ganze Pfeilerbreite (10 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2013** bei Ansatz voller Haldenlast (mit Erweiterung)

Zustand der angrenzenden Kammern: **unversetzt**

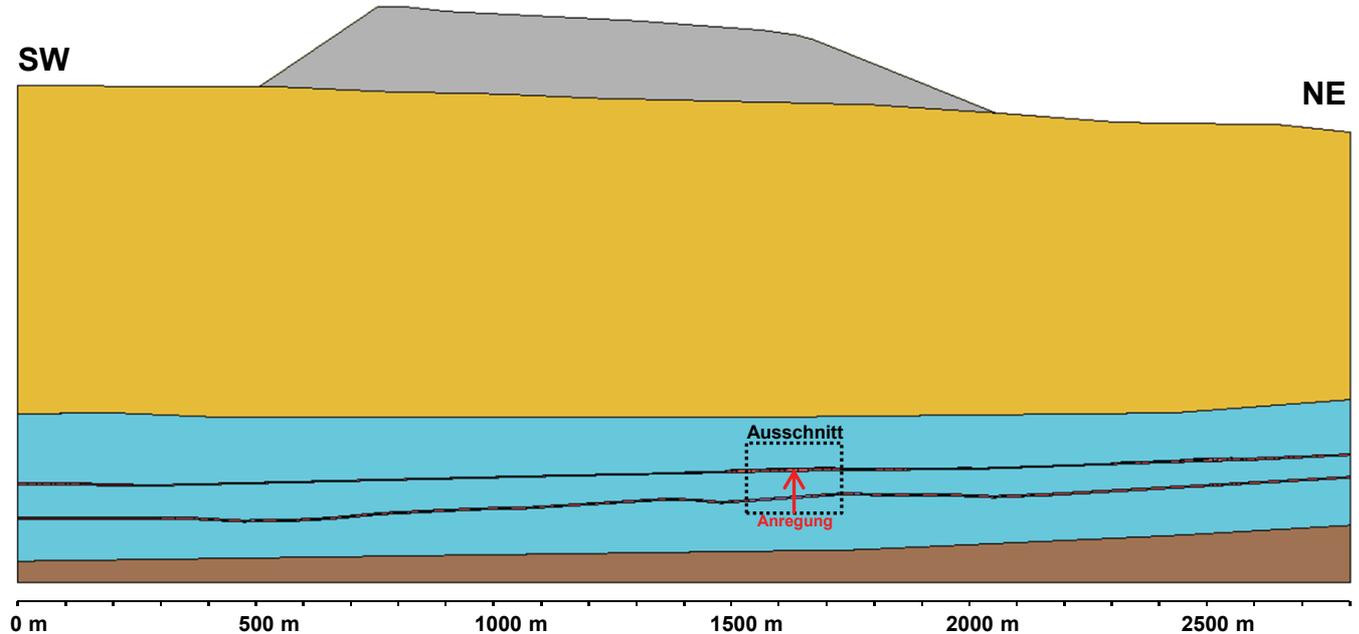


Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 1Sa

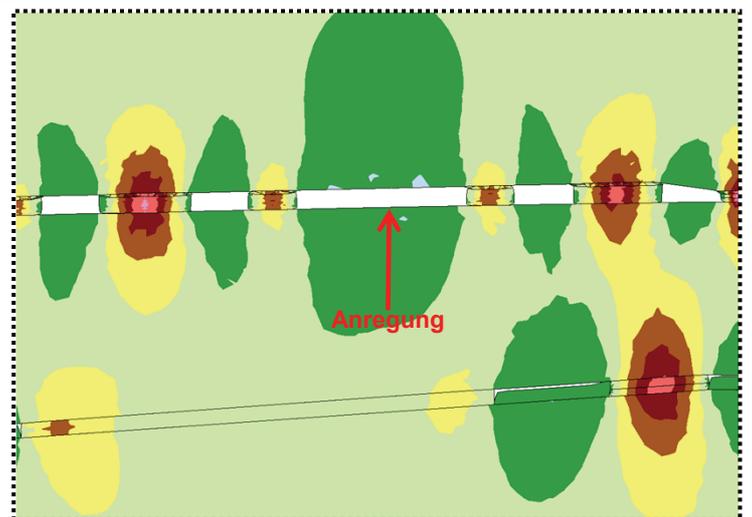
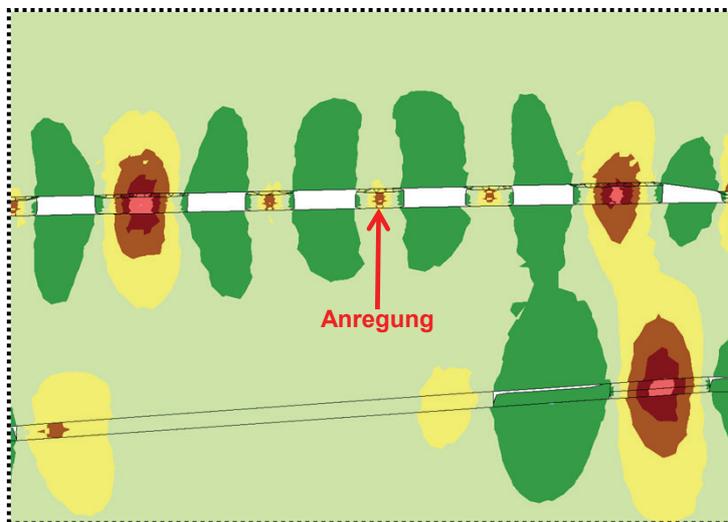
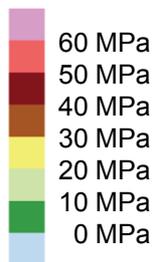
Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die ganze Pfeilerbreite (10 m)

Betrachtungszeitpunkt: **nach 500 Jahren Standzeit** (Jahr 2425)

Zustand der angrenzenden Kammern: **1. Sohle unversetzt / 2. Sohle versetzt**



vertikale
Spannung

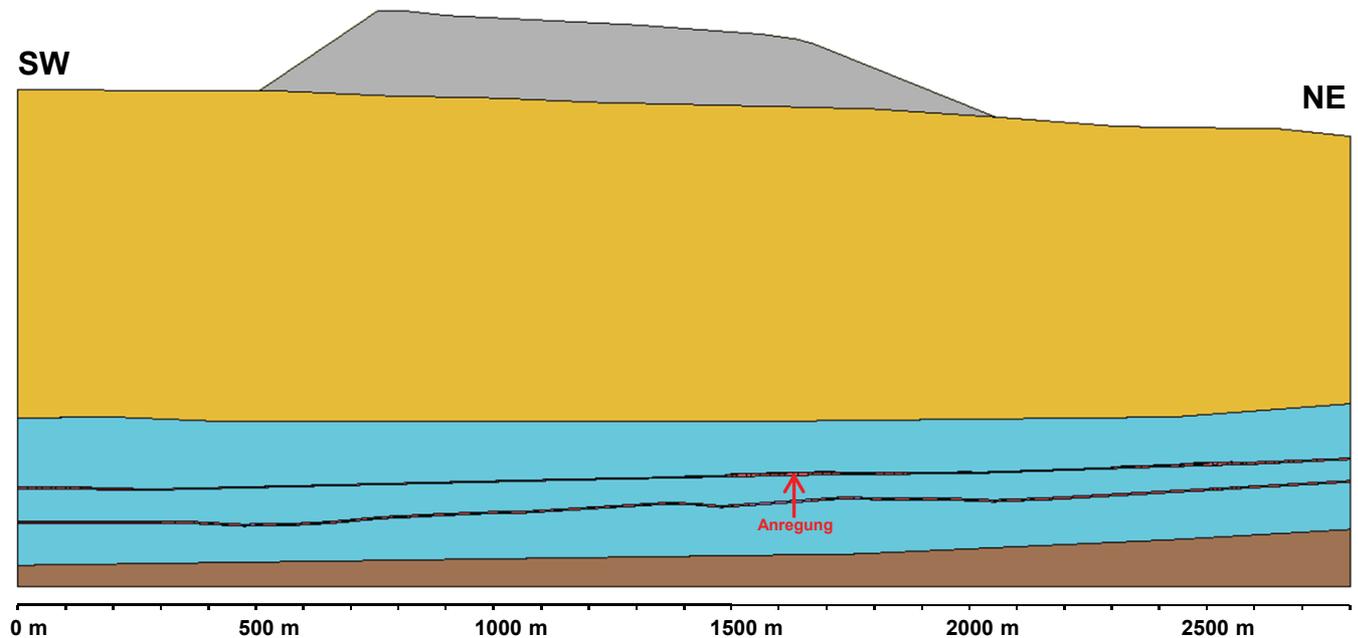


Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 1Sa

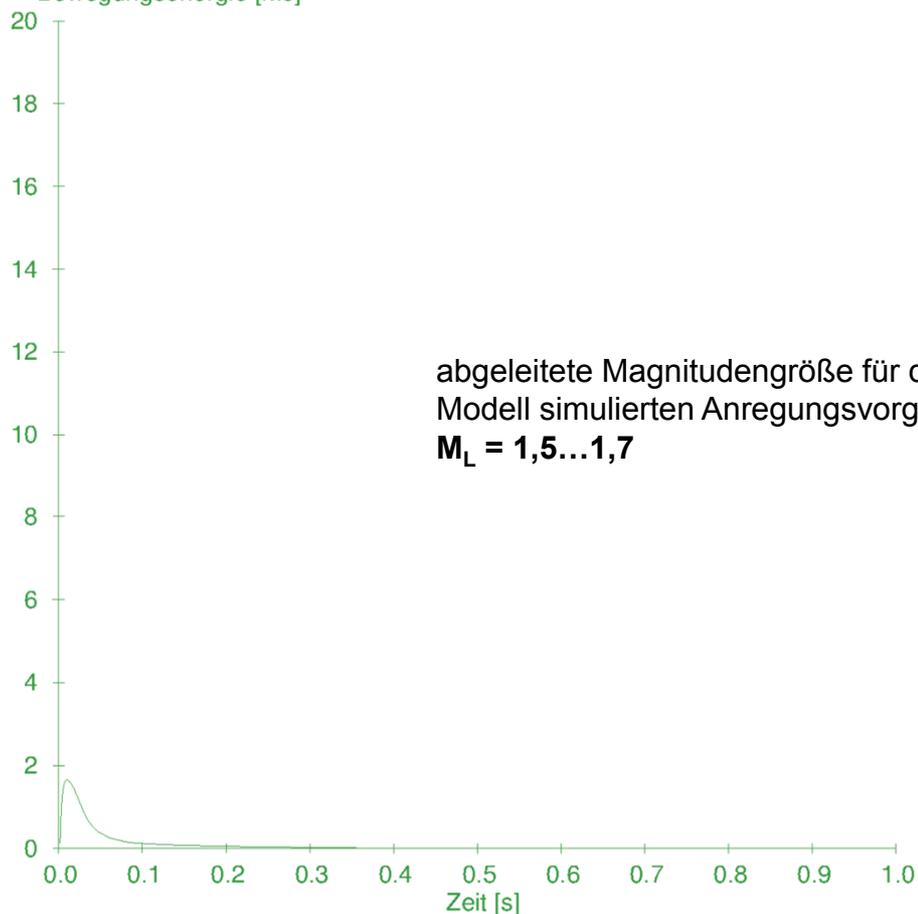
Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die ganze Pfeilerbreite (10 m)

Betrachtungszeitpunkt: **nach 500 Jahren Standzeit** (Jahr 2425)

Zustand der angrenzenden Kammern: **1. Sohle unversetzt / 2. Sohle versetzt**



Bewegungsenergie [MJ]



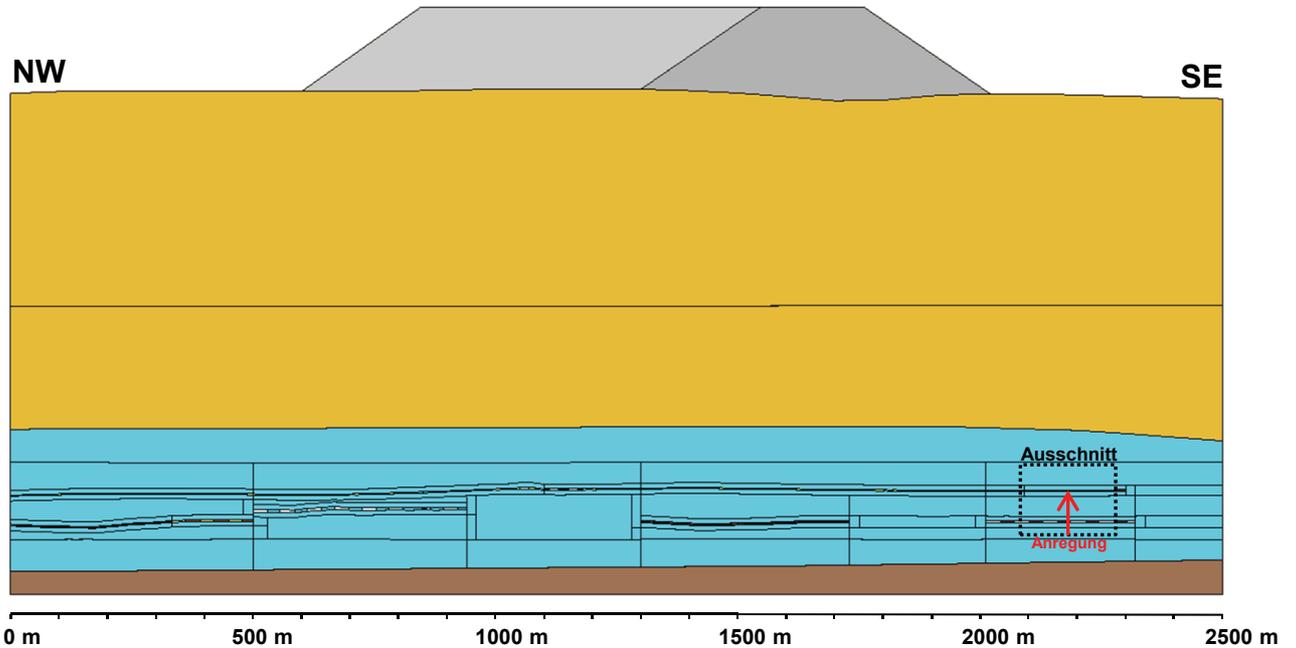
abgeleitete Magnitudengröße für den im Modell simulierten Anregungsvorgang:
 $M_L = 1,5...1,7$

Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 1Sb

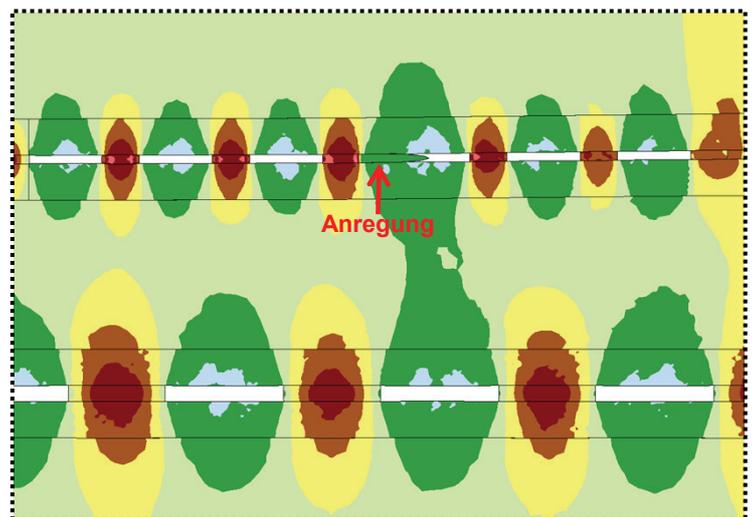
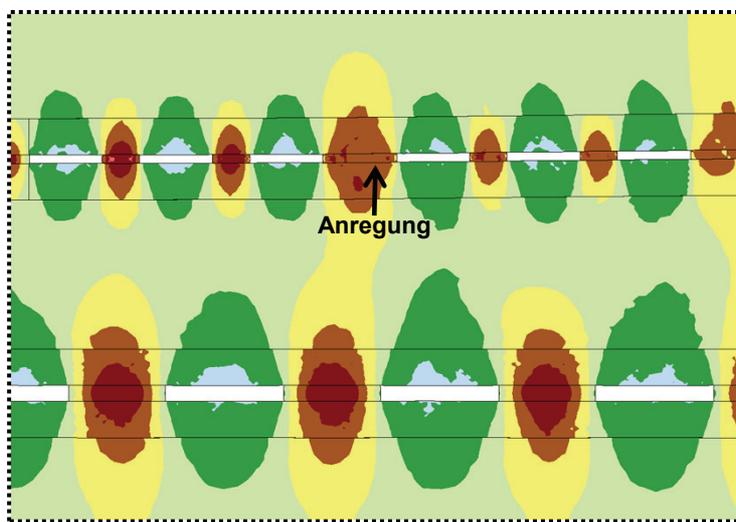
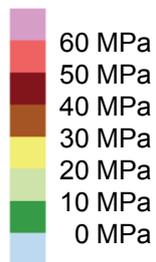
Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die halbe Pfeilerbreite (10 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2050**

Zustand der angrenzenden Kammern: **unversetzt**



vertikale
Spannung



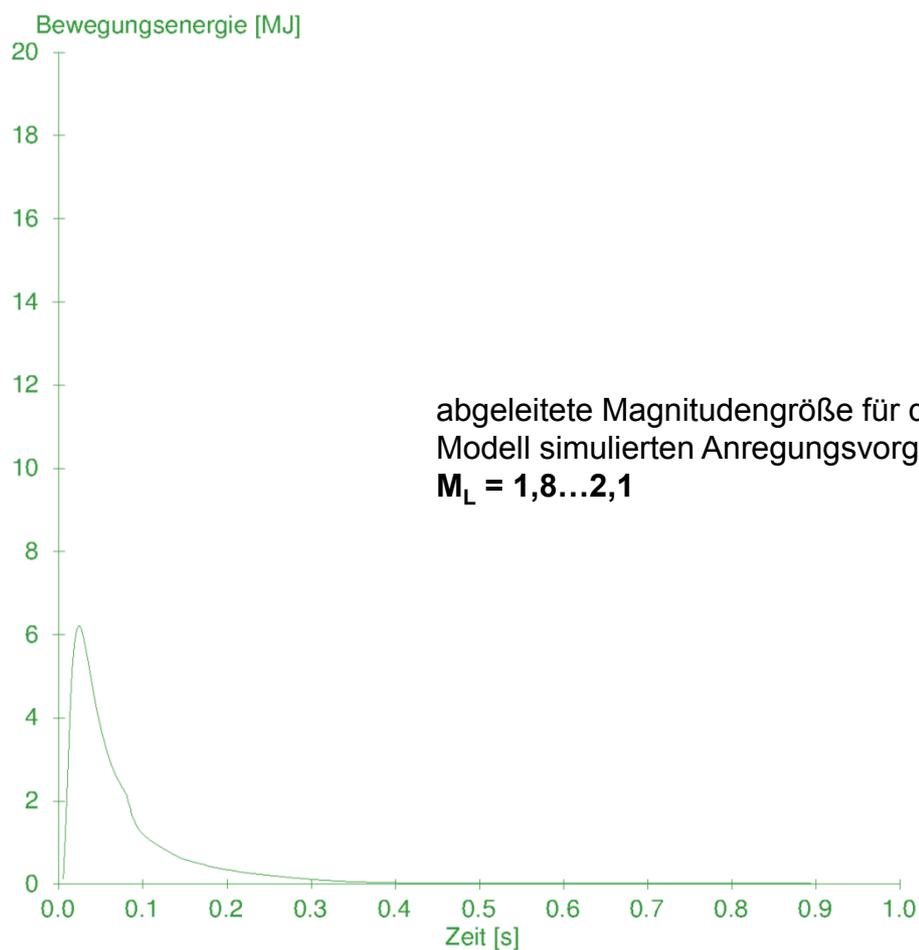
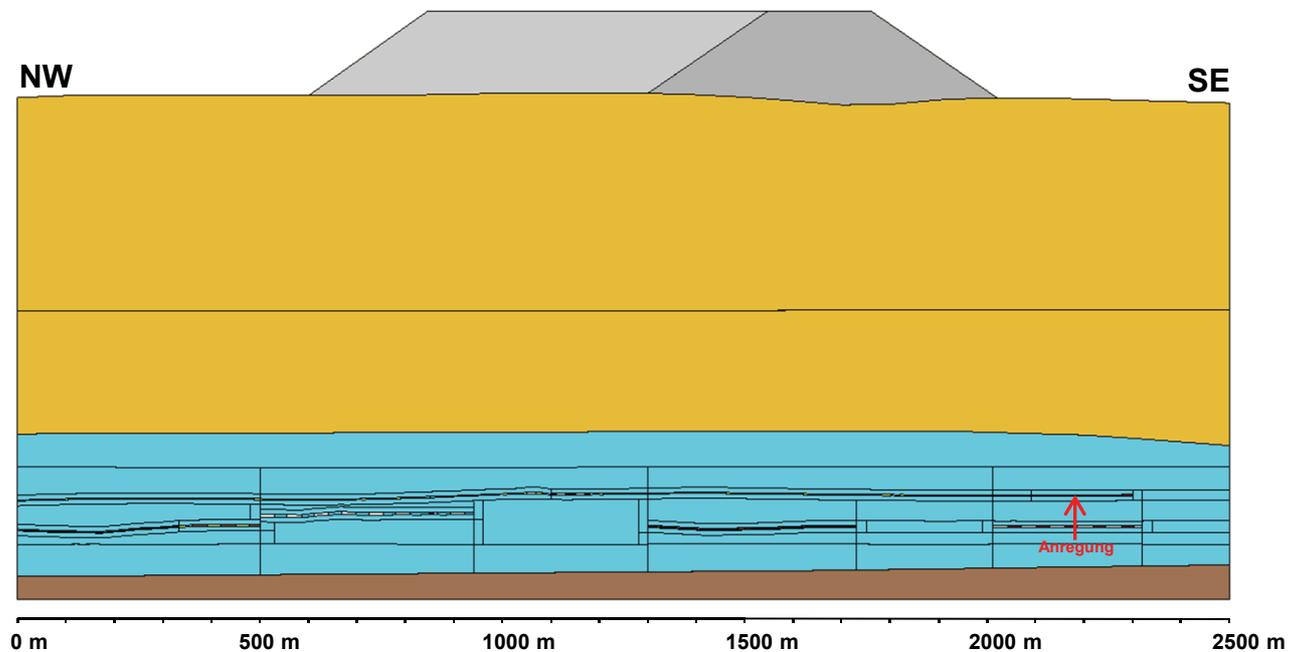
Zustand:
1 s nach der Anregung

Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 1Sb

Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die halbe Pfeilerbreite (10 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2050**

Zustand der angrenzenden Kammern: **unversetzt**

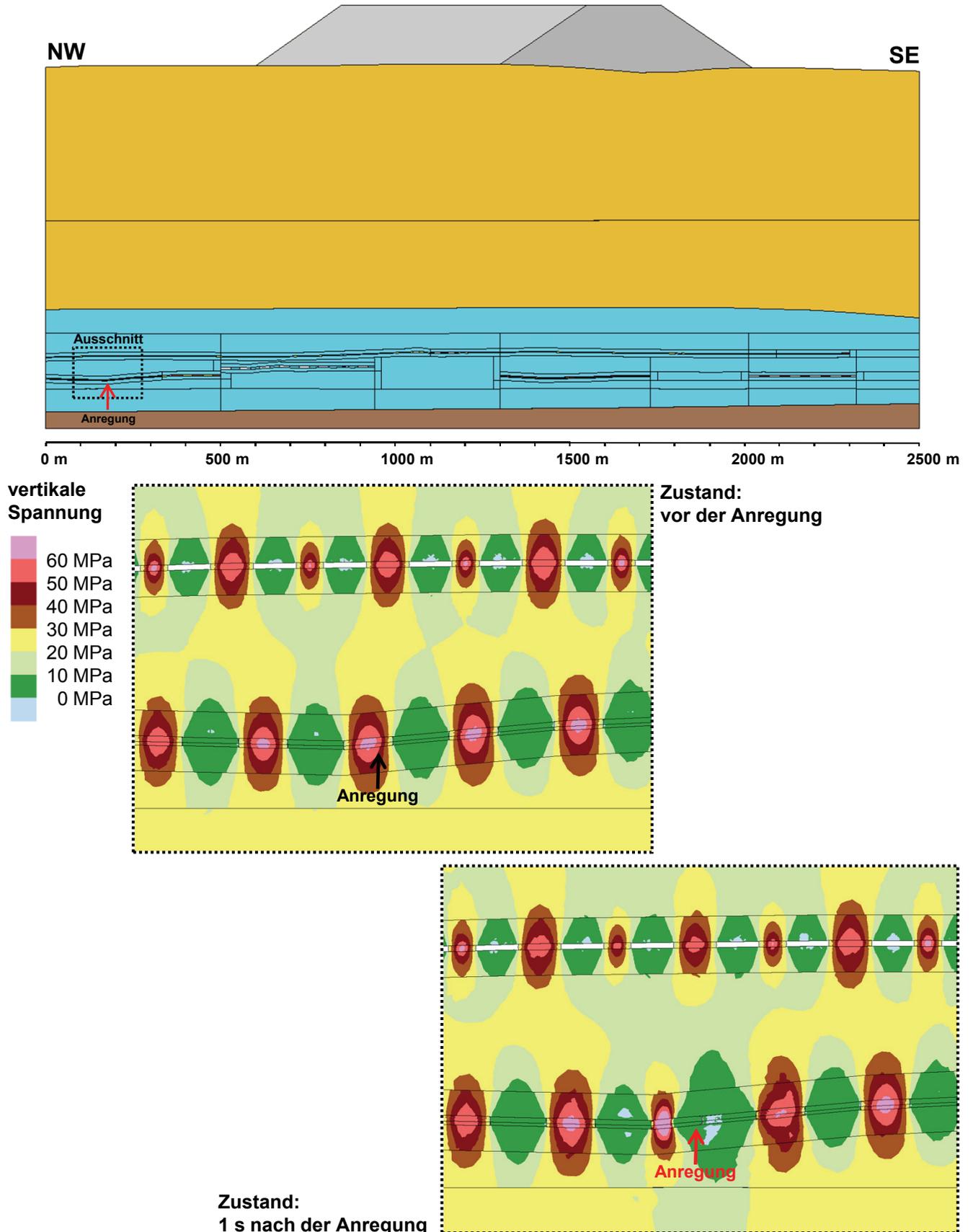


Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 2Sa

Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die halbe Pfeilerbreite (9 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2050**

Zustand der angrenzenden Kammern: **1. Sohle unversetzt / 2. Sohle versetzt**

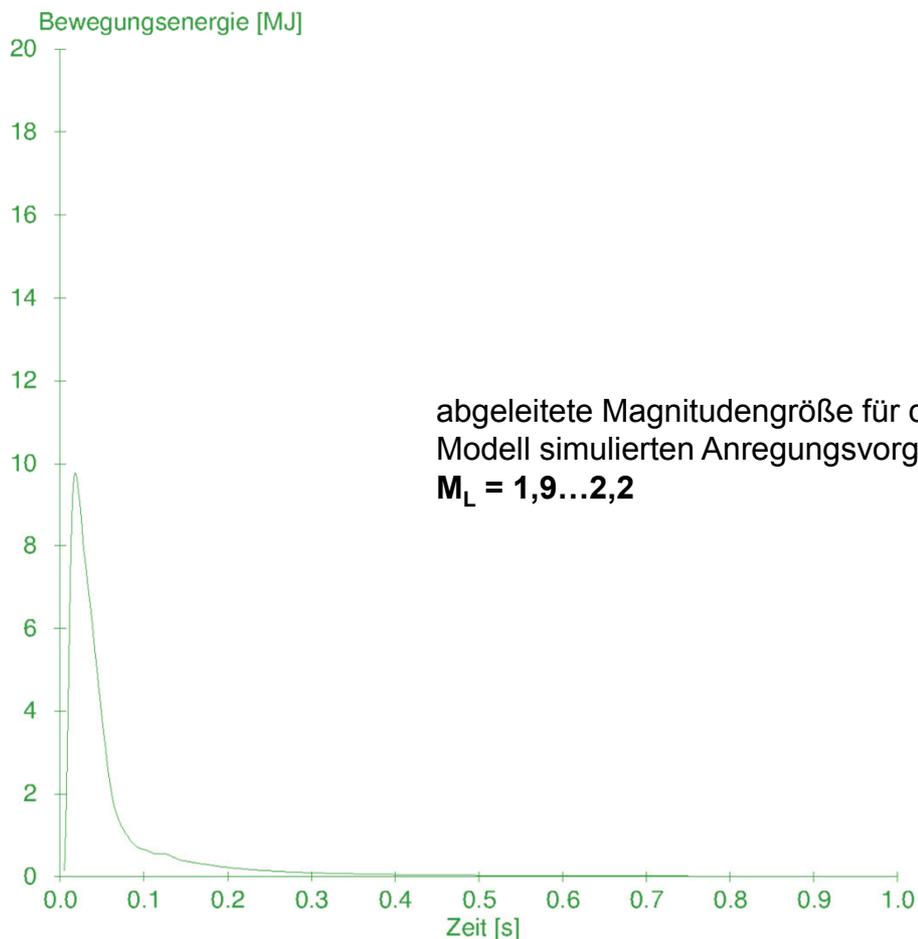
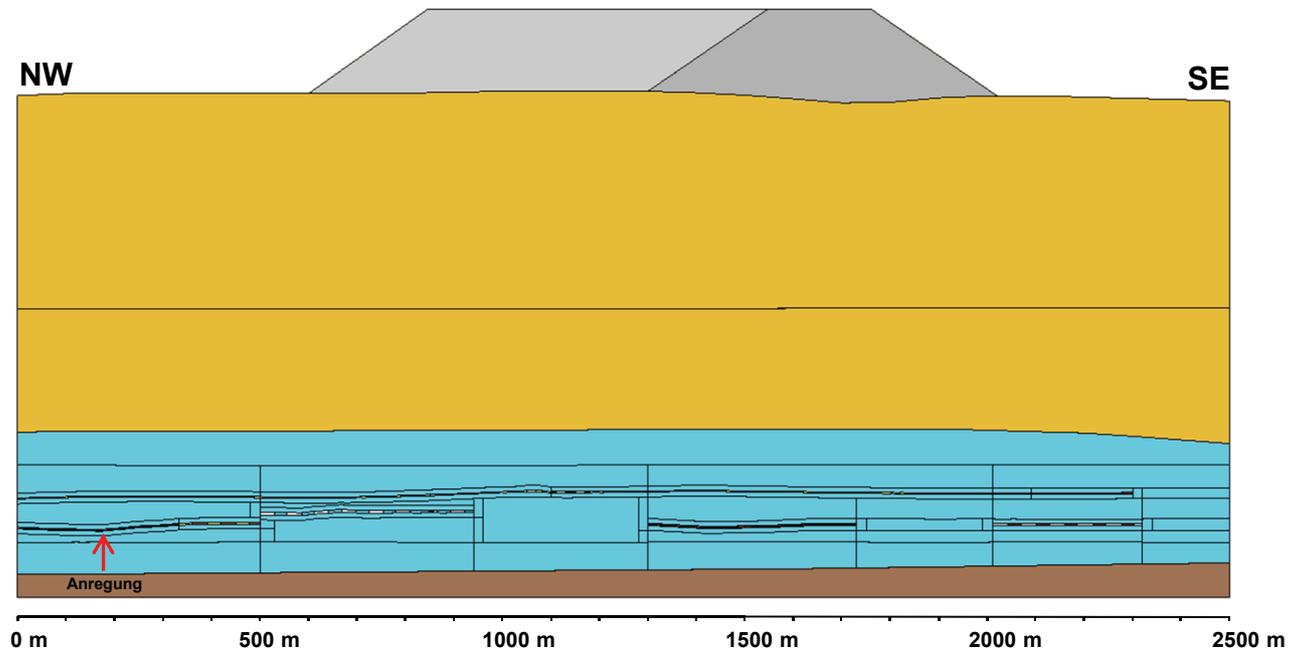


Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 2Sa

Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die halbe Pfeilerbreite (9 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2050**

Zustand der angrenzenden Kammern: **1. Sohle unversetzt / 2. Sohle versetzt**

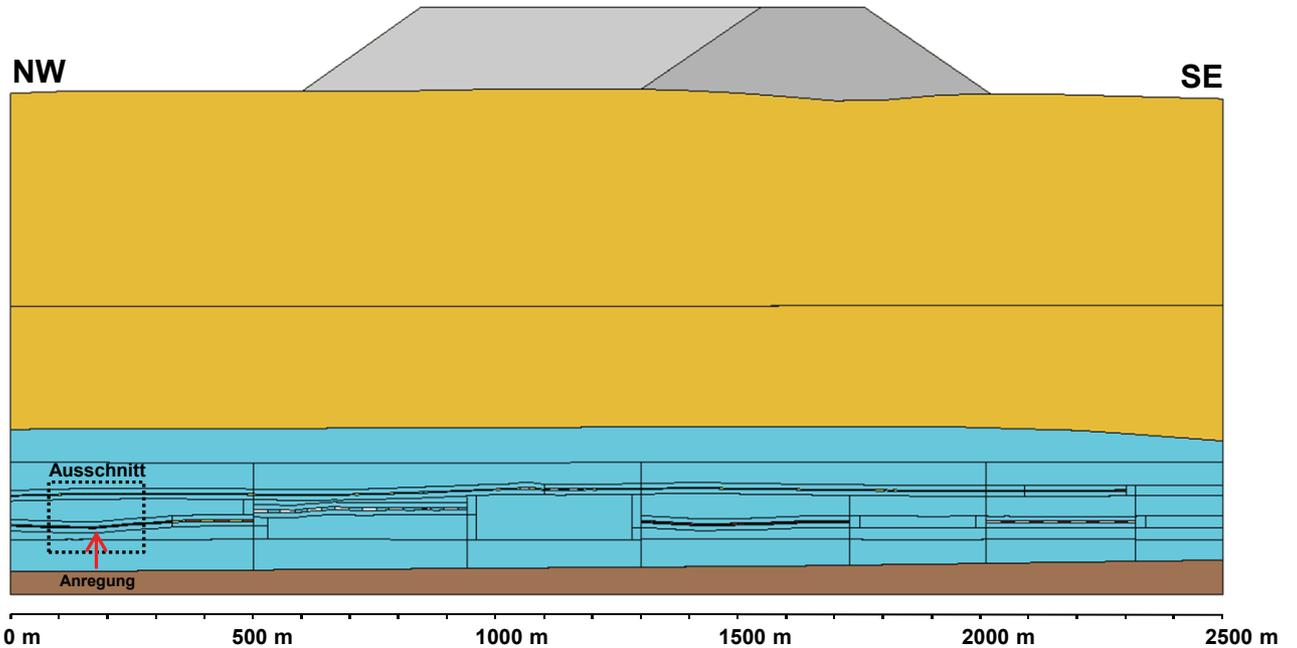


Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 2Sb

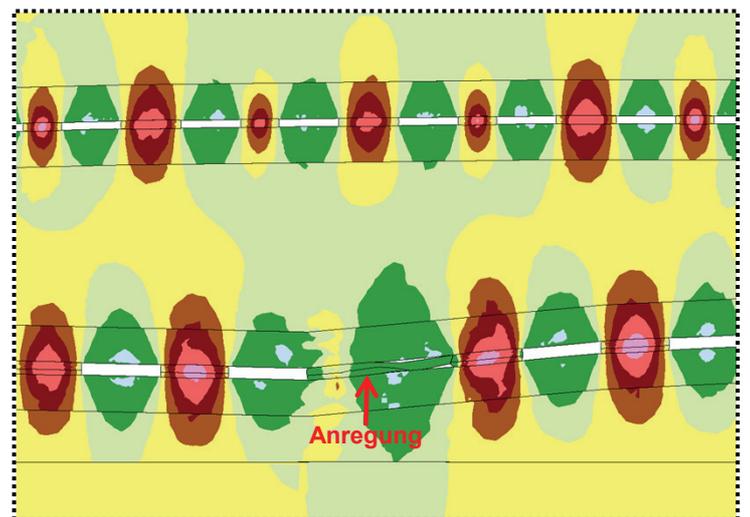
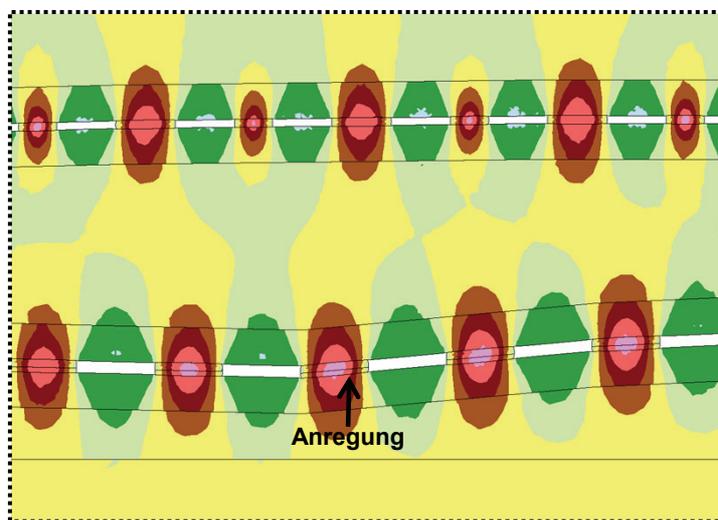
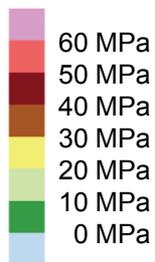
Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die halbe Pfeilerbreite (9 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2025** bei Ansatz voller Haldenlast (mit Erweiterung)

Zustand der angrenzenden Kammern: **unversetzt**



vertikale
Spannung



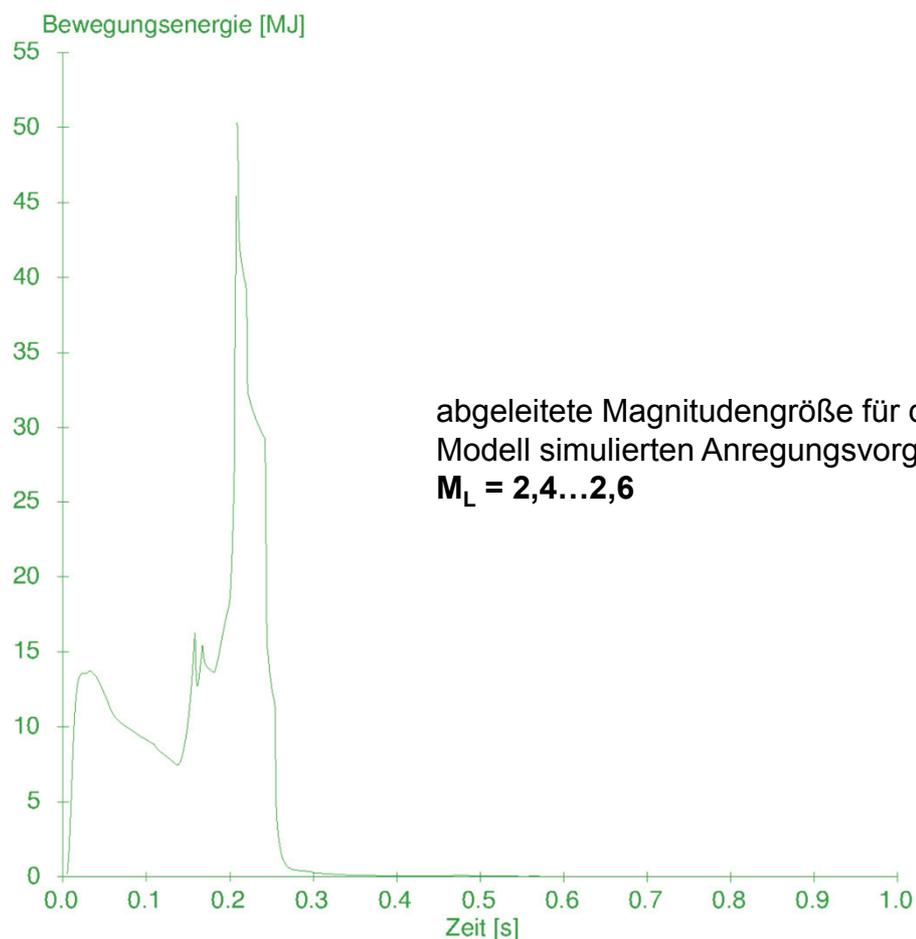
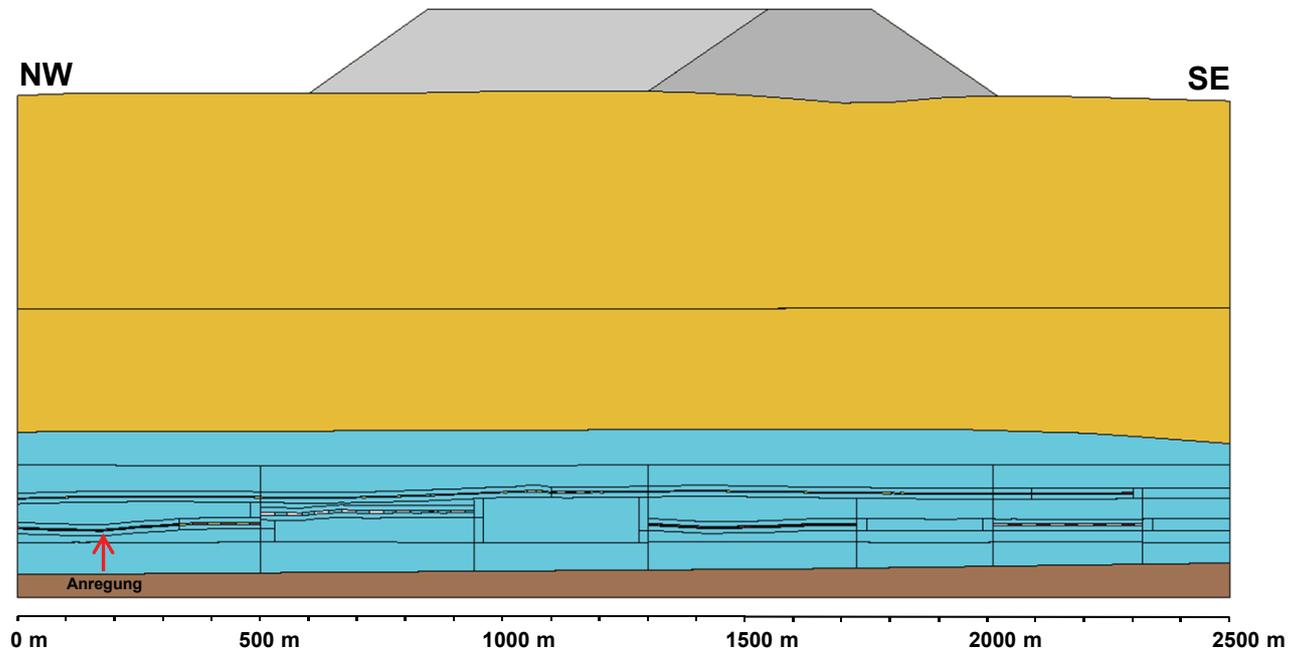
Zustand:
1 s nach der Anregung

Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 2Sb

Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die halbe Pfeilerbreite (9 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2025** bei Ansatz voller Haldenlast (mit Erweiterung)

Zustand der angrenzenden Kammern: **unversetzt**

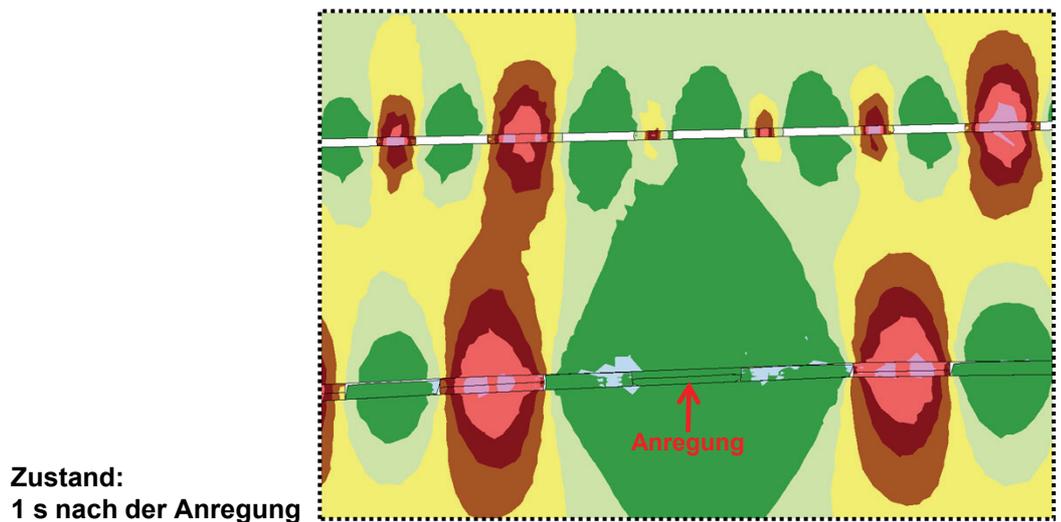
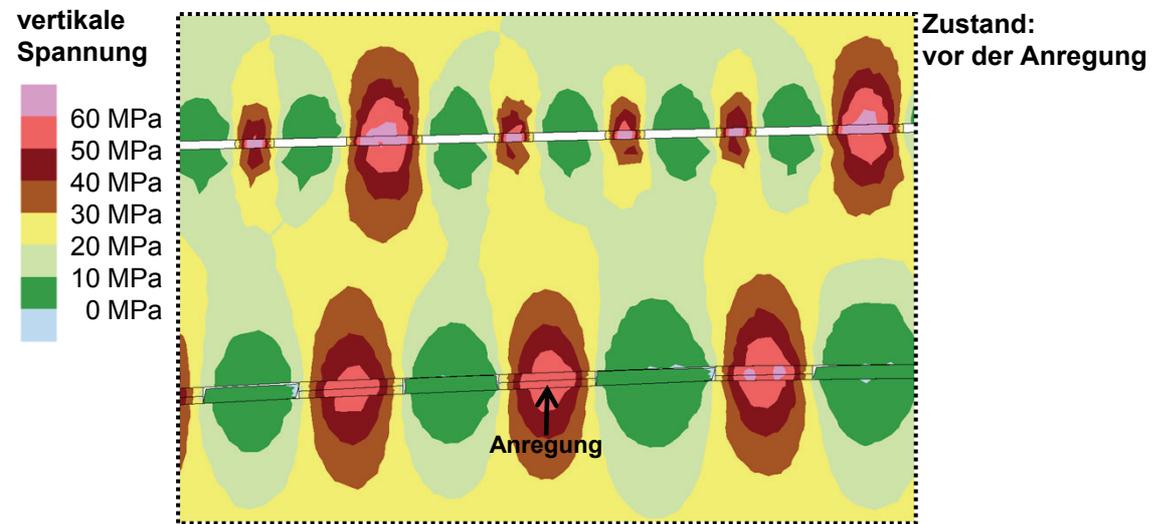
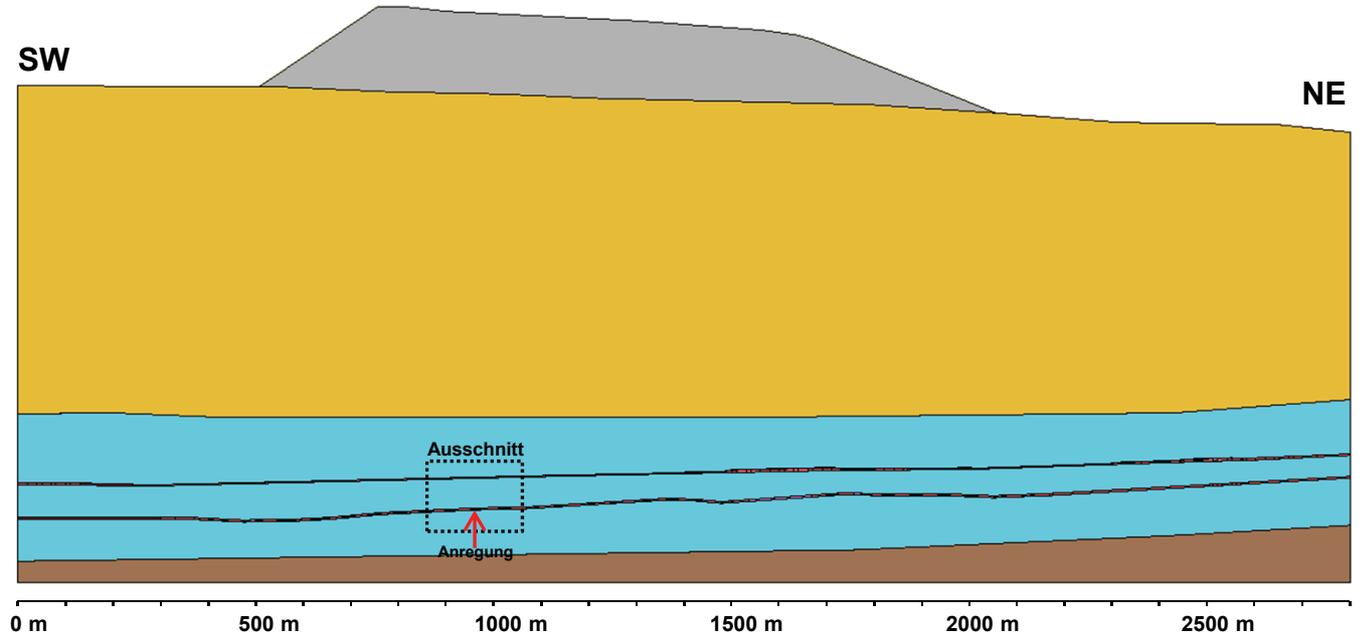


Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 2Sc

Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die ganze Pfeilerbreite (28 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2013** bei Ansatz voller Haldenlast (mit Erweiterung)

Zustand der angrenzenden Kammern: **1. Sohle unversetzt / 2. Sohle versetzt**

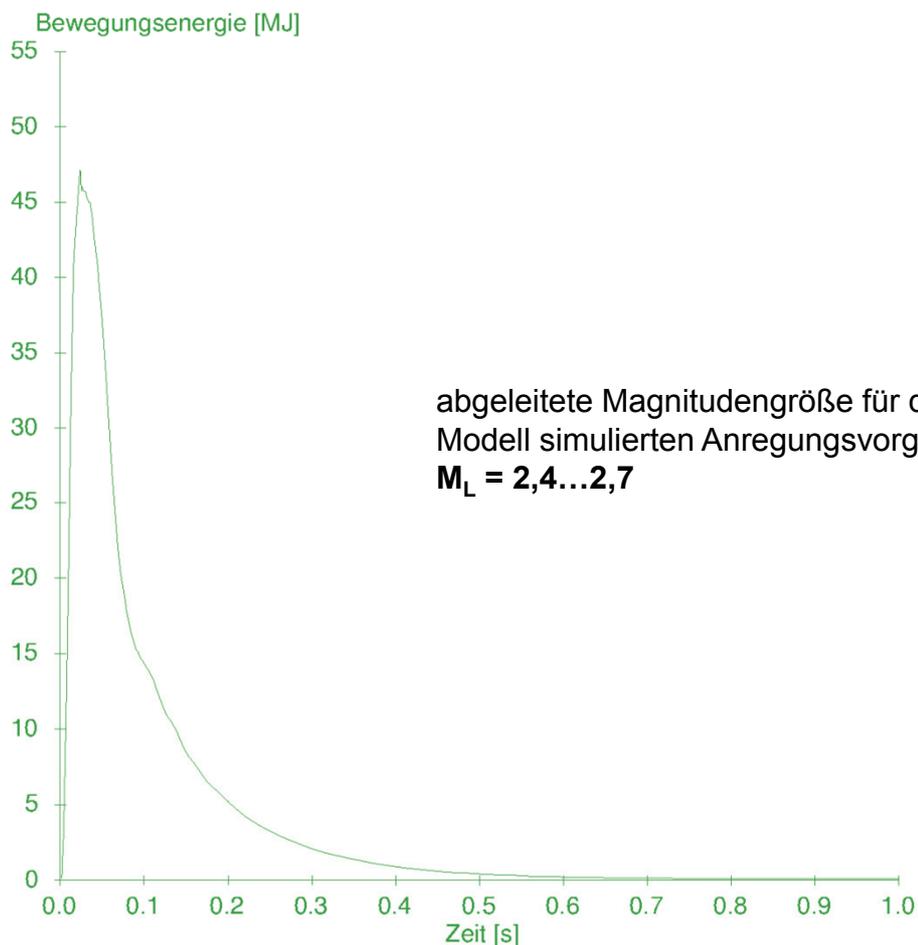
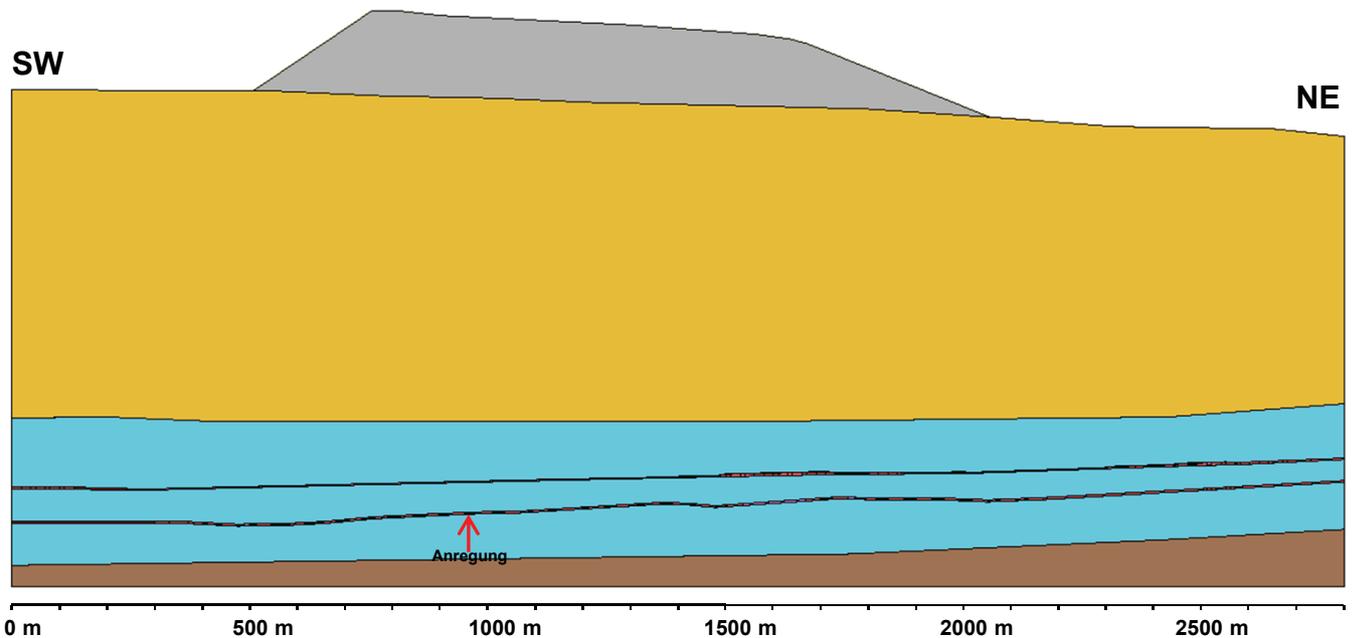


Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 2Sc

Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die ganze Pfeilerbreite (28 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2013** bei Ansatz voller Haldenlast (mit Erweiterung)

Zustand der angrenzenden Kammern: **1. Sohle unversetzt / 2. Sohle versetzt**



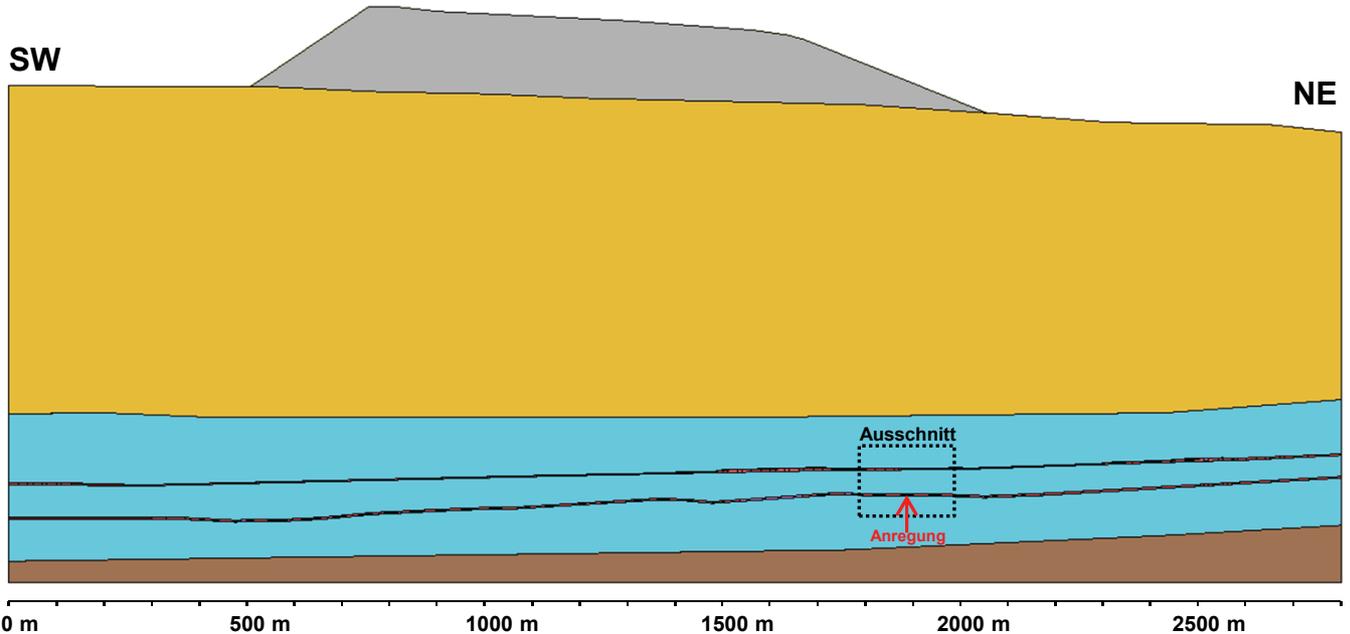
abgeleitete Magnitudengröße für den im Modell simulierten Anregungsvorgang:
 $M_L = 2,4...2,7$

Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 2Sd

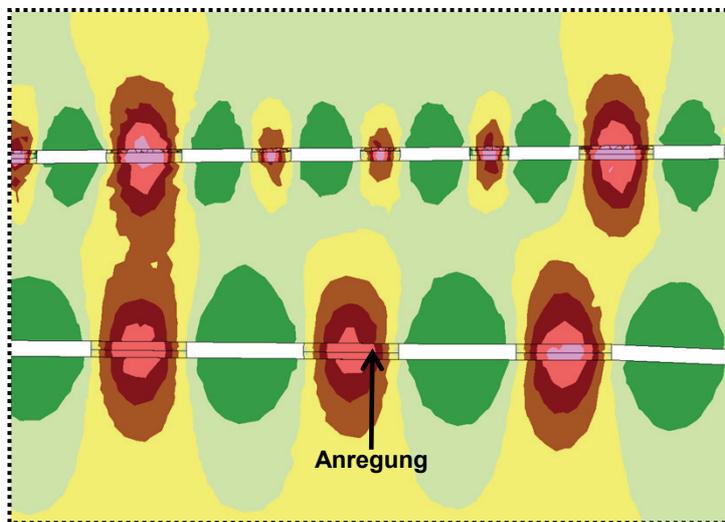
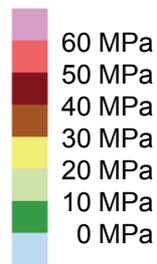
Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die halbe Pfeilerbreite (13 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2013** bei Ansatz voller Haldenlast (mit Erweiterung)

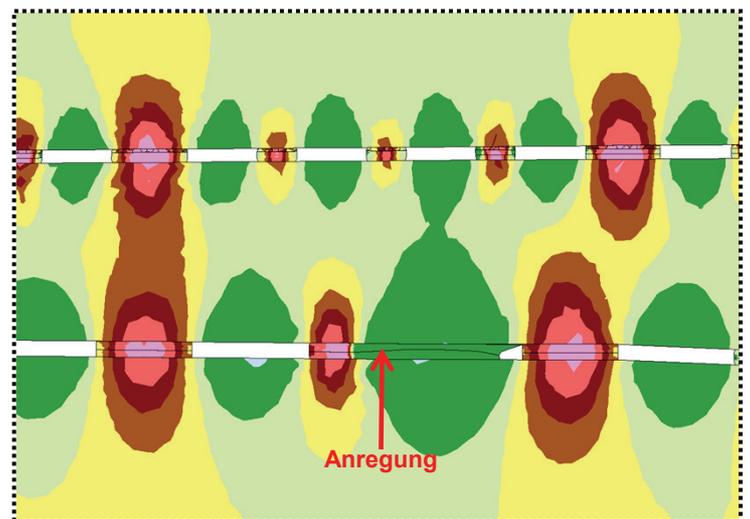
Zustand der angrenzenden Kammern: **unversetzt**



vertikale Spannung



Zustand:
vor der Anregung



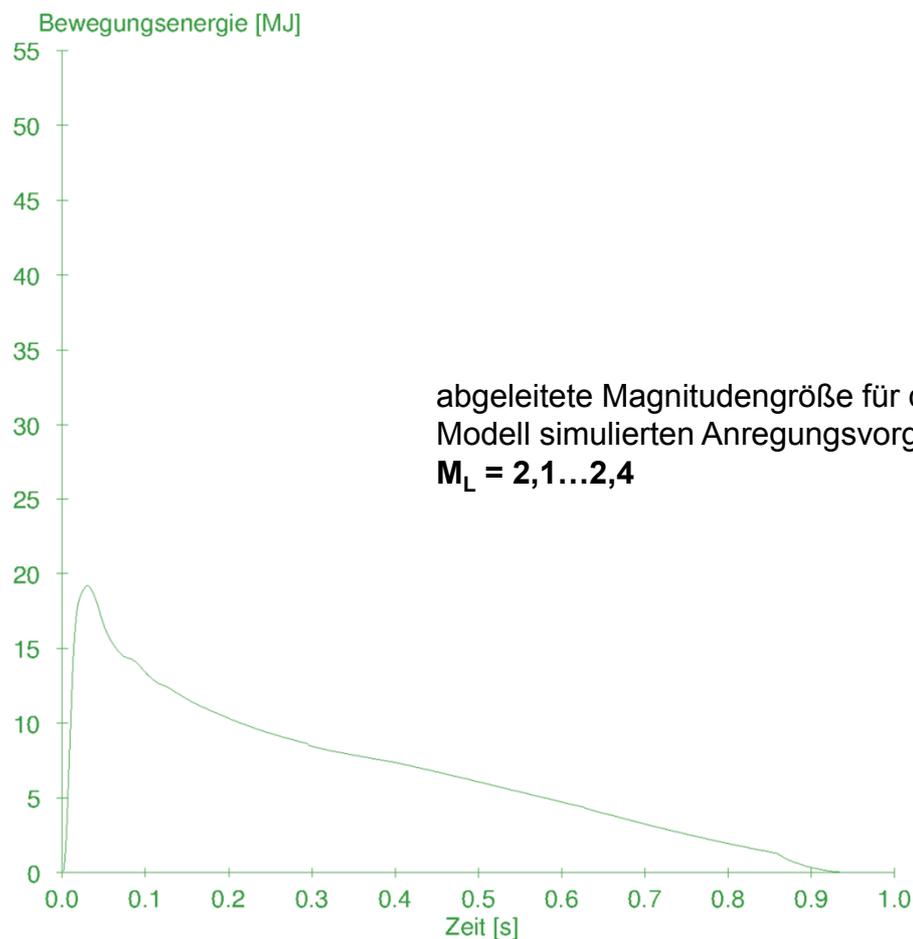
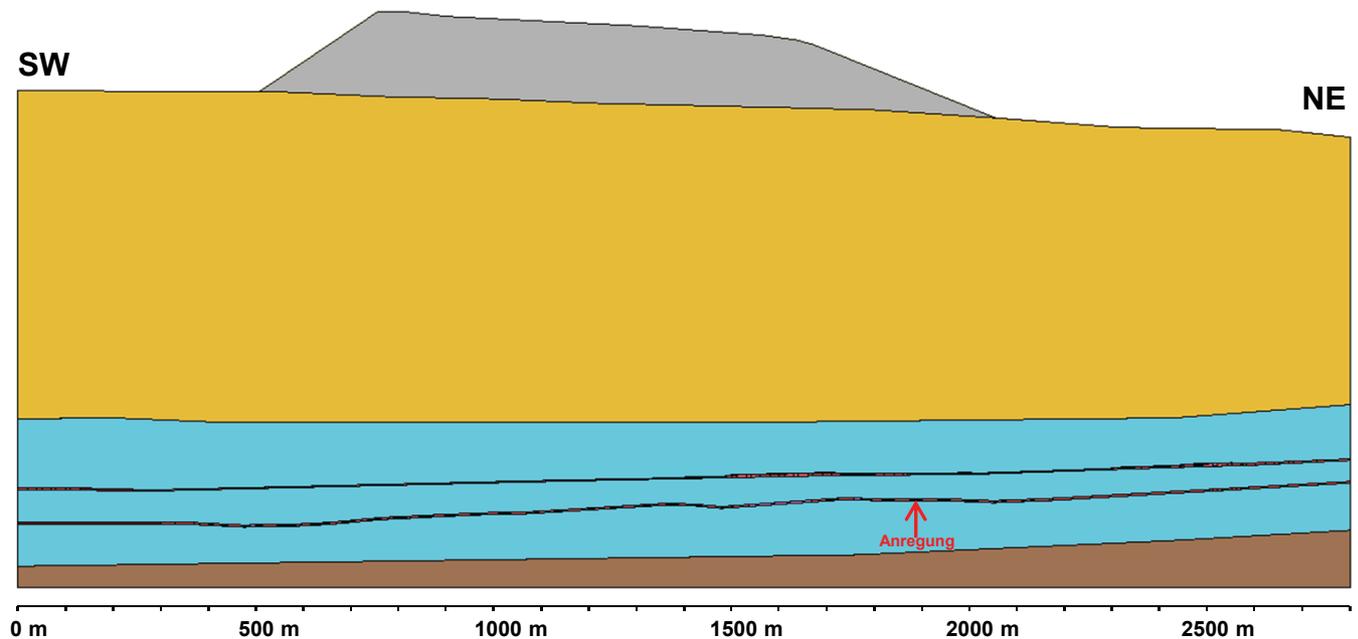
Zustand:
1 s nach der Anregung

Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 2Sd

Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die halbe Pfeilerbreite (13 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2013** bei Ansatz voller Haldenlast (mit Erweiterung)

Zustand der angrenzenden Kammern: **unversetzt**

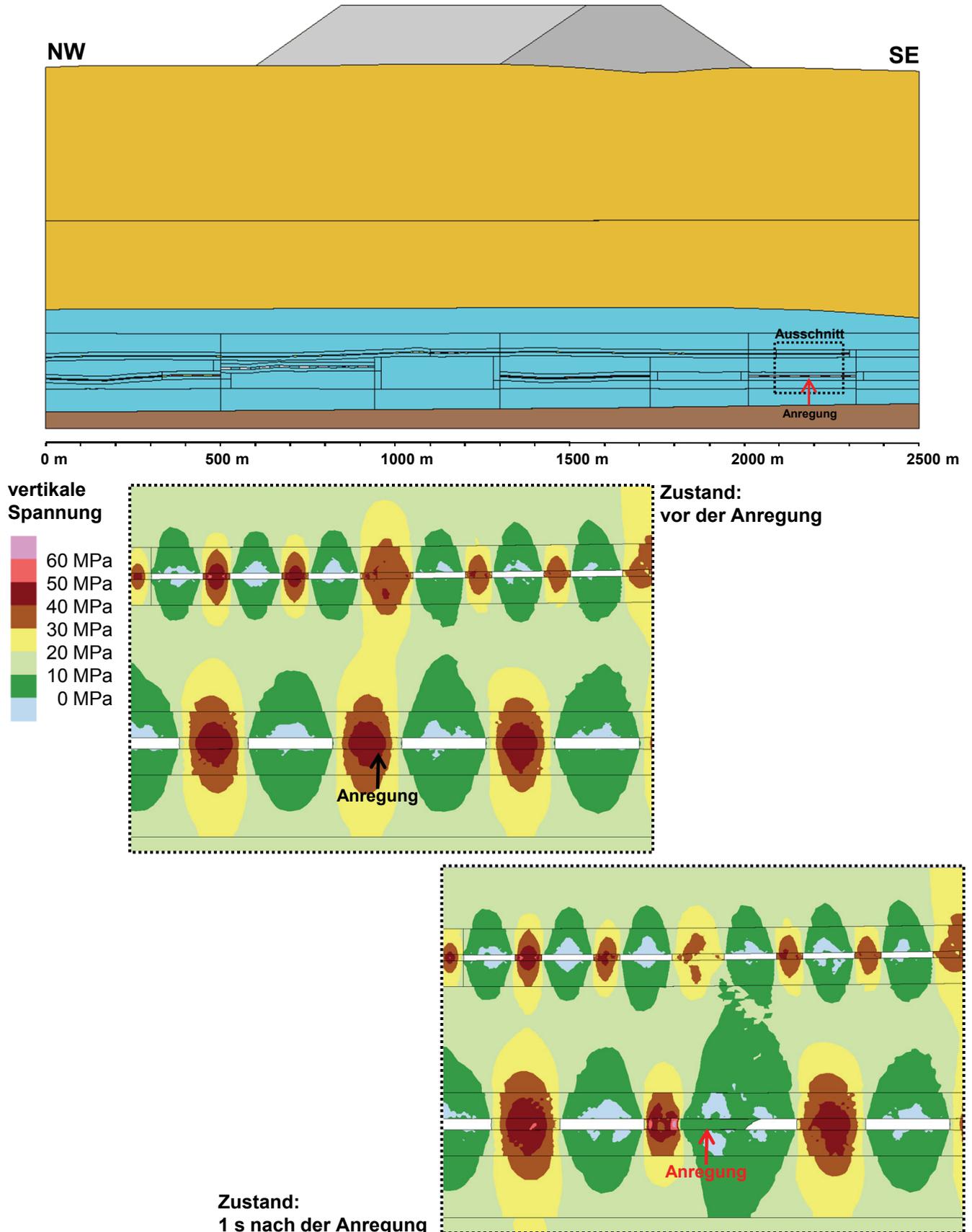


Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 2Se

Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die halbe Pfeilerbreite (14 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2050**

Zustand der angrenzenden Kammern: **unversetzt**

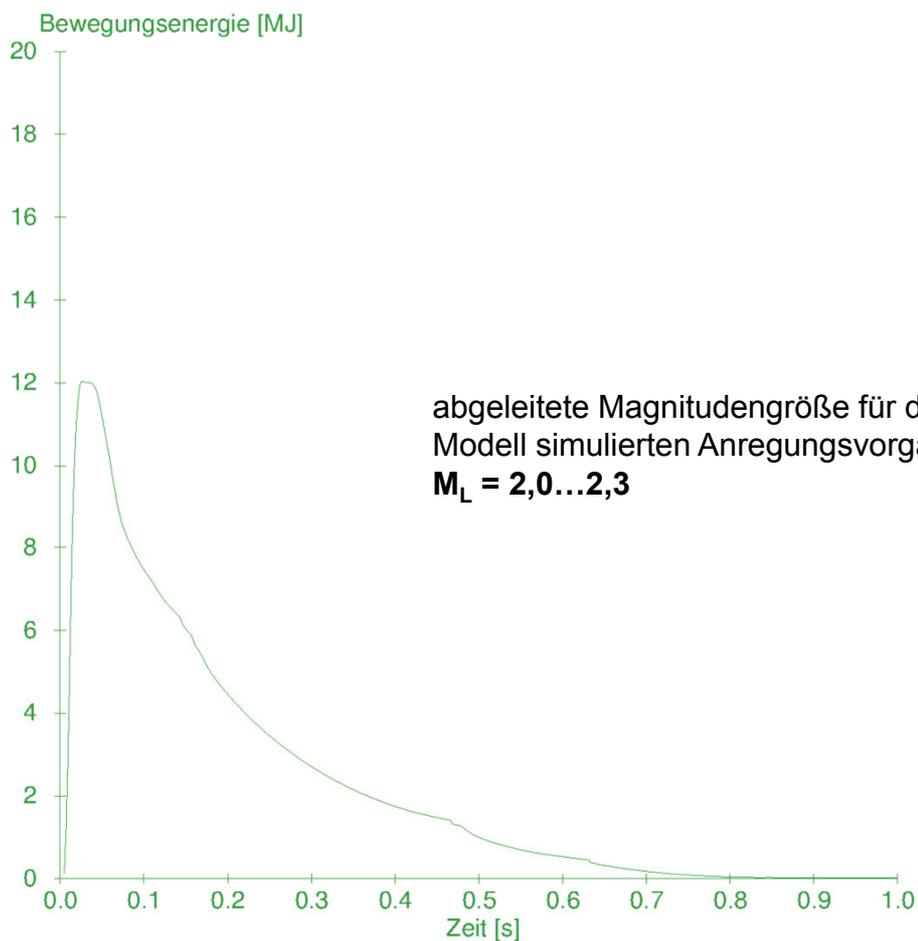
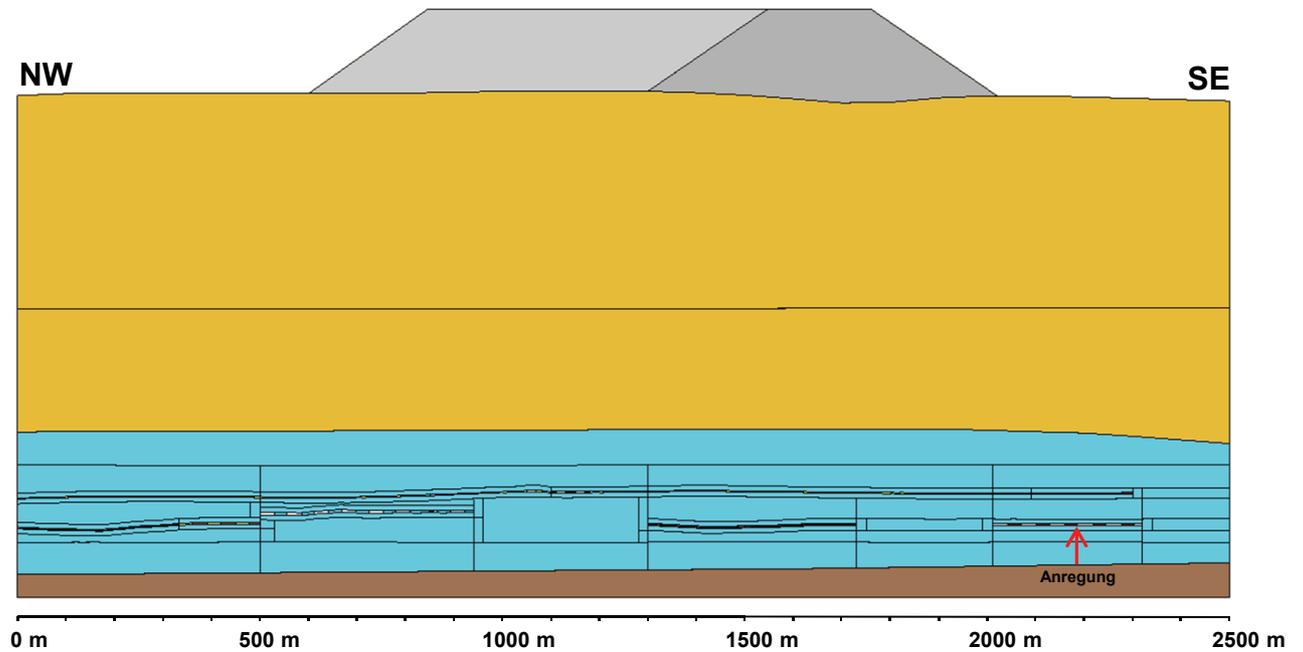


Untersuchung der dynamischen Gefährdungspotentiale – Bereich 2Se

Anregung durch lokalen Pfeilerbruchvorgang – Simulation eines Versagenseintritts über die halbe Pfeilerbreite (14 m)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2050**

Zustand der angrenzenden Kammern: **unversetzt**



Bewertung der salinaren Barriereintegrität bzw. des Schutzschichtfunktionserhalts unter dynamischen Beanspruchungsbedingungen

Anregungsfall: **Bereich 1Sb** (1. Sohle)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2050**

abgeleiteter möglicher Magnitudenwert: $M_L = 1,8...2,1$

überlagerte Darstellung

S_{pFI}

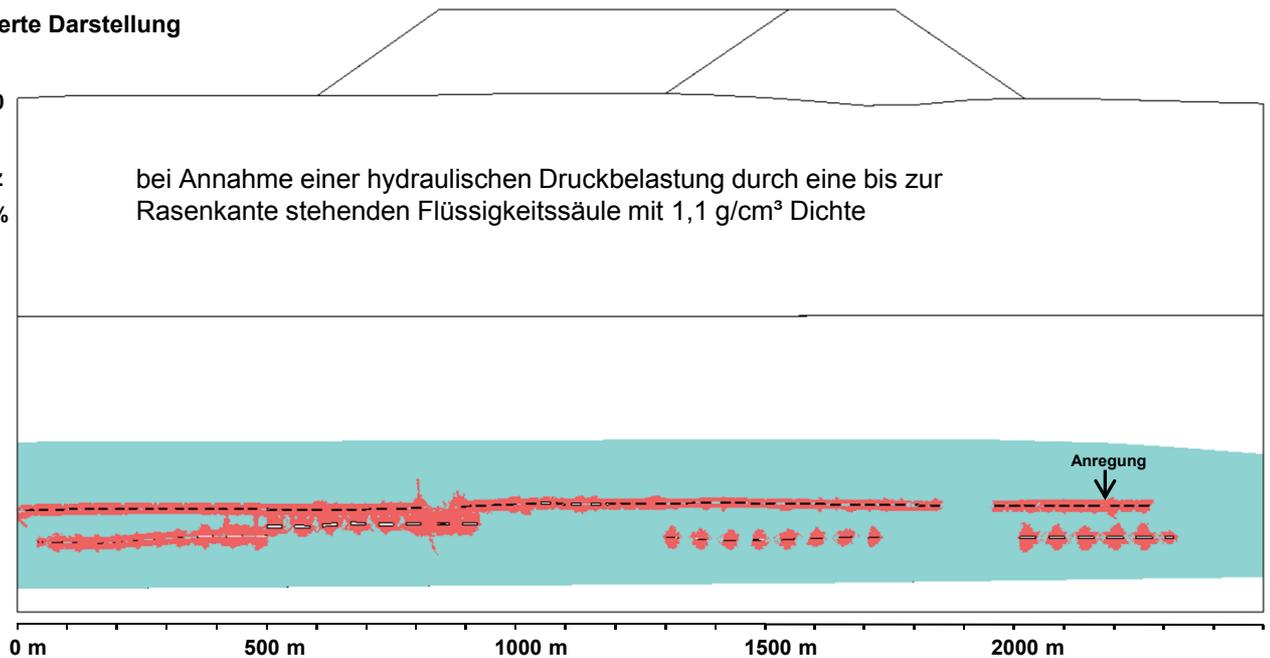
■ ≤ 1.0

und

Dilatanz

■ $> 0\%$

bei Annahme einer hydraulischen Druckbelastung durch eine bis zur Rasenkante stehenden Flüssigkeitssäule mit $1,1 \text{ g/cm}^3$ Dichte



Anregungsfall: **Bereich 2Sc** (2. Sohle)

Betrachtungszeitpunkt: **Jahr 2013**

abgeleiteter möglicher Magnitudenwert: $M_L = 2,4...2,7$

überlagerte Darstellung

S_{pFI}

■ ≤ 1.0

und

Dilatanz

■ $> 0\%$

bei Annahme einer hydraulischen Druckbelastung durch eine bis zur Rasenkante stehenden Flüssigkeitssäule mit $1,1 \text{ g/cm}^3$ Dichte

