Dr.-Ing. Michael Clostermann
Markscheiderisch-
Geotechnisches Consulting

Gutachterliche Stellungnahme zu den Themen

„Einwirkungsrelevanz des Altbergbaus, Bemessung von Einwirkungs- und Gefährdungsbereichen und Einfluss von Grubenwasserstandsänderungen“

im Auftrag der
Bezirksregierung Arnsberg
Abteilung Bergbau und Energie in NRW
Goebenstraße 25
44135 Dortmund

Projekt Nr.: 16-124

Bearbeiter:
Dr.-Ing. Michael Clostermann
Markscheiderisch-Geotechnisches Consulting:

Dr. Michael Clostermann

Mit wissenschaftlicher Unterstützung von

Prof. Dr. Michael Alber
Prof. Dr. Dietmar Placzek
Prof. Dr. Anton Sroka

Dortmund, 23. Juni 2020

Diese Stellungnahme besteht aus 306 Seiten.

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis VI
Tabellenverzeichnis XVII
1 Aufgabenstellung 1
1.1 Veranlassung 1
1.2 Inhaltliche Anforderungen 2
1.2.1 Einwirkungsrelevanz des Altbergbaus in Abhängigkeit von den verschiedenen Lagerstättenarten (flöz-/gangartig) 2
1.2.2 Verfahren zur Bemessung möglicher senkungs-, setzungs- und einsturzgefährdeter Bereiche an der Tagesoberfläche unter Einbeziehung der Ansätze von Neumann und regionalspezifischer Verfahren (z. B. von Mainz) 3
1.2.3 Einfluss von Grubenwasserstandsänderungen auf nicht dauerstandsicher verfüllte Schächte und auf nicht gesicherte tagesnahe Hohlräume 3
2 Altbergbaugebiete in NRW - Überblick über die Geologie der Lagerstätten 4
2.1 Altbergbaugebiet 1 (Ibbenbüren) 5
2.2 Altbergbaugebiet 2a (Minden-Lübbecke) 8
2.3 Altbergbaugebiet 2b (Bielefeld) 10
2.4 Altbergbaugebiet 3a (Sauerland Ost) 12
2.5 Altbergbaugebiet 3b (Sauerland West) 16
2.6 Altbergbaugebiet 4 (Siegerland) 17
2.7 Altbergbaugebiet 5 (Eifel) 20
2.8 Altbergbaugebiet 6 (Aachener Revier) 22
2.9 Altbergbaugebiet 7 (Ruhrrevier) 24
2.10 Altbergbaugebiet 8 (Münsterland) 25
2.11 Altbergbaugebiete 9 und 10 (Bergisches und Oberbergisches Land) 28
2.12 Systematische Modellierung ehemaliger Grubenbaue 30
3 Untertägige Hohlräume 32
4 Geotechnische Grundlagen Festgestein 33
4.1 Auflockerungsfaktoren und Verbruchhöhen 33
4.2 Reibungswinkel auf Trennflächen 42

4.3 Geotechnische Eigenschaften von Kohle, Schieferton und Sandstein aus dem Karbon – Zusammenstellung von Laborergebnissen ... 46
4.4 Gebirgsklassifikation zur Gefährdungsbeurteilung ... 48
4.5 Ermittlung der Gebirgskennwerte am Beispiel Ruhrrevier ... 52
4.5.1 Methodisches Vorgehen zur Abschätzung der Gebirgskennwerte mittels Gebirgsklassifikation ... 53
4.5.2 Kennwertermittlung durch Gebirgsklassifizierung (Beispiel aus dem Ruhrrevier) ... 58
5 Geotechnische Grundlagen Lockergestein ... 62
5.1 Hohlräume ... 62
5.1.1 Einwirkungen ... 63
5.1.2 Hohlraum und Gewölbebildung ... 65
5.1.3 Versagensmodelle ... 70
5.2 Schächte ... 73
5.2.1 Schachttypen – Zustand und Verfüllung ... 73
5.2.2 Einwirkungen ... 74
5.2.3 Hohlraum und räumlicher Spannungszustand – Versagensmodelle ... 75
5.3 Beurteilung der vorliegenden Erkenntnisse für untertägige Hohlräume und Schächte aus geotechnischer Sicht ... 79
5.4 Einfluss des Grund- und Sickerwassers auf die Umlagerung von Böden oberhalb von untertägigen Hohlräumen ... 80
6 Bemessung von Einwirkungsbereichen des Altbergbaus ... 84
6.1 Regelwerke in NRW ... 84
6.2 Tagesnaher Bergbau ... 85
6.2.1 Hüllkurvendiagramme nach Hollmann/Nürenberg ... 85
6.2.2 Verfahren nach Fenk ... 89
6.2.3 Verfahren nach Mainz ... 90
6.2.4 Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz nach Meier ... 93
6.3 Tagesöffnungen ... 96
6.3.1 Seigerschacht ... 96
6.3.2 Tonnlägiger Schacht ... 97
6.3.3 Stollen und tagesnahe Strecken ... 98
7 Internationale Verfahren zur Bestimmung der Einwirkungsbereiche von untertägigem Altbergbau ... 100

7.1 Charakteristik der Tagesbrüche und deren Entstehungsursachen 100
7.2 Bewertung der Größe der Verbruchzone über untertägigen Grubenbauen 106
7.2.1 Verfahren zur empirischen Bestimmung der Höhe der Verbruchzone 106
7.3 Bedingungen für die Entstehung von Tagesbrüchen 118
7.4 Verfahren zur Prognose von Tagesbrüchen 125
7.5 Bestimmung der Größe eines Tagesbruchs 141
7.6 Bestimmung der Dimension eines Tagesbruchs bei alten Schächten 149
7.7 Veränderungen des Tagesbruchdurchmessers – Numerische Berechnungen 151
7.8 Änderungen der Größe und des Querschnittprofils eines Tagesbruchs in Abhängigkeit von den Bodeneigenschaften 153
7.9 Einfluss von Bodeneigenschaften und Wasser auf die Stabilität eines Tagesbruchs 158
7.10 Vorschlag zur Prognose von Tagesbrüchen und deren Dimensionen bei tagesnahen untertägigen Strecken 162
7.11 Fazit 178
8 Systemmodelle 179
8.1 Systemmodell Ruhrgebiet 181
8.1.1 Verbruchmechanismen und Gefährdungszonen im Ruhrrevier 181
8.1.2 Vorgehensweise bei der Bewertung einer Altbergbausituation (flächenhafter Abbau) im Ruhrrevier 201
8.2 Systemmodell Siegerland 207
8.2.1 Verbruchmechanismen und Gefährdung im Siegerland 207
8.2.2 Vorgehensweise bei der Bewertung einer Altbergbausituation (Abbau Ganglagerstätte) im Siegerland 214
8.3 Systemmodell Münsterland 219
8.3.1 Verbruchmechanismen beim Strontianitbergbau im Münsterland 219
8.4 Einschränkungen bei den Systemmodellen im Erzbergbau 224
9 Diskussion der Ergebnisse 229
10 Einwirkungsrelevanz des Altbergbaus 230
10.1 Gefährdungsbereiche 230
10.2 Einfluss des Grubenwasserwiederanstiegs 237
10.2.1 Abbaubereiche 237
10.2.2 Schächte 239

10.3 Einfluss der altbergbaulichen Einwirkungen auf die Bebauung und damit auf die Bauplanung ... 241
11 Zusammenfassende Bewertung ... 248
11.1 Verhalten im Lockergesteinsdeckgebirge bis zur Tagesoberfläche ... 248
11.2 Verhalten im Festgestein ... 248
11.3 Einfluss von Gruben- und Grundwasser ... 251
12 Empfehlungen zur zukünftigen Vorgehensweise ... 253
12.1 Gefährdungsbereiche Abbaue des Altbergbaus in NRW ... 254
12.1.1 Flözlagerstätte ... 254
12.1.2 Ganglagerstätte ... 258
12.2 Gefährdungsbereiche linienförmiger Grubenbaue des Altbergbaus in NRW ... 261
12.2.1 Strecken ... 261
12.2.2 Tagesöffnungen ... 261
12.2.3 Blindschächte ... 265
13 Literaturverzeichnis ... 268
13.1 Literatur zu Kapitel 2 ... 268
13.2 Literatur zu Kapitel 4 ... 269
13.3 Literatur zu Kapitel 5 ... 270
13.4 Literatur zu Kapitel 6 ... 271
13.5 Literatur zu Kapitel 7 ... 273
13.6 Literatur zu Kapitel 8 ... 277
13.7 Literatur zu Kapitel 10 ... 278
14 Anlagen ... 280
14.1 Anlage 1: Geologische Übersichtskarten der Altbergbaureviere in NRW ... 280
14.2 Anlage 2: Beispiele für Tagesbrüche in den polnischen Bergbaurevieren ... 281
14.3 Anlage 3: Änderung der Auflockerungsfaktoren unter Druck ... 288

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Altbergbaugebiete NRW [12] 5
Abb. 2: Rohstoffe und Bergbau im N‘ und NE‘ von NRW [8] 6
Abb. 3: Stark vereinfachte Geologie des Altbergbaugebiets 1 (Ibbenbüren) [15]) 7
Abb. 4: Auszug aus der Bohrpunktkarte NRW für den Bereich Ibbenbüren [14] 7
Abb. 5: Auszug aus der Bohrpunktkarte NRW für den Bereich Ibbenbüren [14] 8
Abb. 6: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 2 (Minden-Lübbecke) [15] 8
Abb. 7: Steinkohlenbergbau im Raum Minden-Meißen [16] 9
Abb. 8: Verfügbare Bohrdaten im Raum Minden-Meißen [14] 10
Abb. 9: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 2b (Bielefeld) [15] 11
Abb. 10: Bohrpunktkarte des Gebiets Bielefeld-Stieghorst [14] 11
Abb. 11: Lagerstätten im Sauerland [11] 12
Abb. 12: Ramsbecker Lagerstätten [1] 14
Abb. 13: Vererzungen im Ost-Sauerland [4] 15
Abb. 14: Stark vereinfachte Geologie des Bergbaugebiets 3a (Sauerland Ost)[15] 16
Abb. 15: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 3b (Sauerland West) [15] 17
Abb. 16: Lagerstätten des Gebiets 4 Siegerland [11] 18
Abb. 17: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 4 (Siegerland) [15] 18
Abb. 18: Schematische Skizze der Faltenelemente im Rheinischen Schiefergebirge. 19
Abb. 19: Bohrungen im Bereich Siegen [14] 19
Abb. 20: Lagerstätten der Nordeifel [9] 20
Abb. 21: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 5 (Eifel) [15] 20
Abb. 22: Blockdiagramm der geologischen Situation bei der Albertsgrube [4] 21
Abb. 23: Kammerbruchbau (links) und Zapfbetrieb (rechts) am Mechernicher Bleiberg [4] 22
Abb. 24: Stark vereinfachte Geologische Karte des Aachener Reviers [15] 22
Abb. 25: Aachener und Erkelenzer Revier [6] 23
Abb. 26: Stark vereinfachte Geologische Karte des Ruhrreviers und des angrenzenden Münsterlands [15] 24
Abb. 27: Grubenbaue des Ruhrreviers [13] 25

Abb. 28: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 8 (Münsterland) [15] ... 26
Abb. 29: Verbreitung der Strontianitgänge im Münsterland [2] ... 26
Abb. 30: Profil des Schachts Bernhard bei Ahlen – Drensteinfurt [2] ... 27
Abb. 31: Erzbezirke des Bergischen Landes [10] ... 28
Abb. 32: Stark vereinfachte Geologische Karte der Altbergbaugebiete 8 und 9 (Bergisches und Oberbergisches Gebiet) [15] ... 29
Abb. 33: Schnitt durch die Grube Silberkaule [4] ... 29
Abb. 34: Schematische 3D-Ansicht eines Altbergbaus auf Erz (Typ Siegerland) ... 30
Abb. 35: Schematische 3D-Ansicht eines Altbergbaus auf Kohle (Typ Ruhrrevier) ... 31
Abb. 36: Auflockerungsfaktor k und normierte Verbruchhöhe H/h als Funktion der einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit [27] (ergänzt um Druckfestigkeiten Ruhrkarbon) ... 34
Abb. 37: Effekt der Fallhöhe h auf das Porenvolumen des Verbruchs [23], (übersetzt aus dem Englischen) ... 35
Abb. 38: Auflockerungsfaktor k als Funktion der Fallhöhe a und der Kluftkörperbreite b [23], (übersetzt aus dem Englischen) ... 35
Abb. 39: Beispiel für Beziehungen zwischen Bankmächtigkeit und Kluftabständen [19], (übersetzt aus dem Englischen) ... 37
Abb. 40: Beziehungen zwischen Bankmächtigkeit und Kluftabstand für Sandstein, Zusammenstellung aus Feldarbeiten der Ruhr-Universität Bochum [21] ... 38
Abb. 41: Beziehungen zwischen Bankmächtigkeit und Kluftabstand für Tonschiefer, Zusammenstellung aus Feldarbeiten der Ruhr-Universität Bochum [21] ... 38
Abb. 42: Auflockerungsfaktor k in Abhängigkeit der Gesteinsart [24] ... 40
Abb. 43: Verbruchhöhe als Funktion von Verbruchbild und Auflockerungsfaktor k ... 41
Abb. 44: Schematische Ansicht einer Trennfläche (links) und idealisierte Scherfestigkeitslinie einer Trennfläche (rechts) ... 42
Abb. 45: Ergebnisse von Scherversuchen an Trennflächen in Sandstein [20] (übersetzt aus dem Englischen) ... 43
Abb. 46: Ergebnisse von Scherversuchen an Trennflächen in Tonschiefer [20] (übersetzt aus dem Englischen) ... 44
Abb. 47: Spiegelharnisch in Tonschiefer mit einem Reibungswinkel φ = 10° [21] ... 44
Abb. 48: Versuchsergebnisse der Ruhr-Universität Bochum (Nebengesteine der Flöze Carl, Präsident/Helena, Mathilde/Hugo, Mathias 1/2) ... 46

Abb. 49: Ergebnisse triaxialer Druckversuche an Kohlen, Versuchsergebnisse der Ruhr-Universität Bochum (Kohle Flöz Schwalbach, BW Ensdorf, Saar) sowie [29] und [21] 47
Abb. 50: Isolinien des Sicherheitsfaktors um einen Hohlraum in festem Gebirge 50
Abb. 51: Versagen von Trennflächen in geklüftetem Gebirge 51
Abb. 52: Bewertung der einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit 54
Abb. 53: Bewertung der Anzahl der Trennflächen 54
Abb. 54: Kohäsion c und Reibungswinkel φ eines Tonschiefergebirges als Funktion der einaxialen Druckfestigkeit UCS und der Gebirgsqualität 56
Abb. 55: Kohäsion c und Reibungswinkel φ eines Sandsteingebirges als Funktion der einaxialen Druckfestigkeit UCS und der Gebirgsqualität 57
Abb. 56: Bewertung des Merkmals „Trennflächen / m“ 59
Abb. 57: Reibungswinkel und Kohäsion des Sandsteingebirges für die Gebirgsqualität Σ B = 57 61
Abb. 58: Risiken an der Tagesoberfläche durch nicht standsichere untertägige Hohlräume [49] 62
Abb. 59: Erddruck p_{Ev} und p_{Eh} als äußere Einwirkung auf einen Hohlraum im Lockergestein 63
Abb. 60: Einwirkungen aus Erddruck und Wasserdruck auf die Stirnseite eines kreisförmigen Hohlraums 64
Abb. 61: Auflockerungszone und Bruchzone über einem verbrochenen Hohlraum 65
Abb. 62: Gewölbebildung mit teilweise Umlagerung der Einwirkungen auf die Seitenbereiche durch Weckung der Scherkräfte [35] 66
Abb. 63: Zusammenhang zwischen Schubspannung und Scherweg einerseits und Porenzahl und Scherweg andererseits für Lockergesteine 67
Abb. 64: Mobilisierbare Scherfestigkeit eines Bodens in Abhängigkeit von der Scherverschiebung 67
Abb. 65: Untersuchungen zur Wirksamkeit eines Stützgewölbes über einem idealisierten Hohlraum im Sand – Verlauf der Spannungstrajektorien 68
Abb. 66: FE-Berechnungen zur Wirksamkeit eines Stützgewölbes über einem idealisierten Hohlraum im Sand – plastifizierte Zonen um den Ausbruchrand 68
Abb. 67: Bruchmodell nach Terzaghi für einen Tunnel [35] 70
Abb. 68: Abminderungsfaktor k für einen kohäsionslosen Boden und einen Erddruckbeiwert K = 0,5 71

Abb. 69: Einflussbereich des Hohlraums an der Tagesoberfläche 72
Abb. 70: Prinzipskizze Schachttypen 73
Abb. 71: Spannungen an einem Bodenelement in Schachtnähe [43] 75
Abb. 72: Erddruck auf eine senkrechte, kreiszylindrische Fläche mit Darstellung des Gleitliniennetzes [31] 76
Abb. 73: Gerade Gleitflächen unter (45°-φ/2) zur Vertikalen bzw. unter (45°+φ/2) zur Horizontalen geneigt [31] 76
Abb. 74: Horizontaler Erddruck σ_r auf eine kreisrunde Schachtwandung im Sand nach dem Näherungsverfahren von Beresanzew [31] 77
Abb. 75: Gleitkörper an Schachtwänden als Kegelstumpf [43] 78
Abb. 76: Erddruck und Gleitflächenwinkel in einem Sand in verschiedenen Schachttiefen nach Steinfeld [52] 78
Abb. 77: Umlagerung von Böden der Deckschicht in untertägige Hohlräume infolge der Einwirkung aus Grund- und Sickerwasser 81
Abb. 78: Gewölbebildung über einem untertägigen Hohlraum nach Eintritt eines Bodenentzuges 81
Abb. 79: Ermittlung der Höhe h des stabilen Bodenblocks über einem Hohlraum der Breite b für einen Sand über einem durchgehenden Grundwasserspiegel 82
Abb. 80: Ermittlung der Höhe h des stabilen Bodenblocks über einem Hohlraum der Breite b für einen schluffigen Sand unter dem Grundwasserspiegel (GW = 2,45 m tief) 82
Abb. 81: Ermittlung der Höhe h des stabilen Bodenblocks über einem Hohlraum der Breite b für einen stark schluffigen, kalkhaltigen Sand über einem durchgehenden Grundwasserspiegel 83
Abb. 82: Ausbissbreiten der potenziellen Gefahrenzonen aus tagesnahem Bergbau Hüllkurvendiagramm nach Hollmann/Nürenberg [65] 88
Abb. 83: Grenzteufen für potenzielle Gefahrenzonen aus tagesnahem Bergbau Hüllkurvendiagramm nach Hollmann/Nürenberg [65] 88
Abb. 84: Prinzipskizze Tagesnaher Abbau 89
Abb. 85: Komplexmodell nach Fenk, in [70] 90
Abb. 86: Bodenmechanisches Berechnungsmodell für das Lockergestein [70] 92
Abb. 87: Berechnungsvarianten der Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz nach Meier [72] 94
Abb. 88: Prinzipskizze Einwirkungsbereich seigerer Schacht 97

Abb. 89: Prinzipskizze Einwirkungsbereich tonnlägiger Schacht 98
Abb. 90: Prinzipskizze Einwirkungsbereich Stollen 99
Abb. 91: Ursachen der Entstehung von Tagesbrüchen im Oberschlesischen Steinkohlenrevier [94] 100
Abb. 92: Auftreten von Tagesbrüchen und Rutschungen im Zusammenhang mit der Regenmenge 102
Abb. 93: Bruchprozesse durch Wasserzutritt bzw. Entwässerungsmaßnahmen [112] 103
Abb. 94: Formen von Tagesbruchtrichtern im vertikalen Schnitt [113] 104
Abb. 95: Formen von Tagesbruchtrichtern im vertikalen und im horizontalen Schnitt [113] 104
Abb. 96: Form des Tagesbruchs (a) kegelförmiger Trichter im Falle eines losen Deckgebirges, (b) schlotartiger Tagesbruchtrichter im Falle eines bindigen Deckgebirges 105
Abb. 97: Änderung des Auflockerungsfaktors k in Abhängigkeit von der Größe der Kluftkörper [126] 108
Abb. 98: Schema der Auflockerungszone in der Nähe einer Strecke nach Cymbariewicz in [130] 112
Abb. 99: Schema der Auflockerungszone in der Firste einer Strecke nach Protodiakonov in [130] 114
Abb. 100: Schema der Auflockerungszone in der Nähe einer Strecke nach Sałustowicz in [130] 115
Abb. 101: Veränderung der Querdehnzahl m in Abhängigkeit vom Druck [120] 116
Abb. 102: Schema der Auflockerungszone in der Nähe einer Strecke nach Terzaghi in [130] 117
Abb. 103: Geometrie der Tagesbrüche für verschiedene Gebirgsmodelle: (a) Modell 1, (b) Modell 2, (c) Modell 3, (d) Modell 4 [76] 120
Abb. 104: Einfluss des Verhältnisses Mächtigkeit des Lockergesteins/Mächtigkeit des Festgesteins zur Grubenbauteufe auf die Entstehung von Tagesbrüchen [96] 123
Abb. 105: Schema der Entstehung von Tagesbrüchen im Lockergestein [122] 124
Abb. 106: Gebirgsschema zur Bewertung der möglichen Entstehung von Tagesbrüchen über einem tagesnah gelegenen Grubenbau 125
Abb. 107: Wahrscheinlichkeit der Entstehung eines Tagesbruchs in Abhängigkeit vom Faktor z (P_1 für h_{zmax}=10g; P_2 für h_{zmax}=8g; P_3 für h_{zmax}=12g) [82] 127
Abb. 108: Nomogramm zur Gefährdungskategorisierung von Tagesbrüchen [84] 129

Abb. 109: Schema zur Bestimmung der Verbruchhöhe h_z über einem Hohlraum nach Goszcz [91] 131
Abb. 110: Modell des Tagesbruchprozesses nach Sachs [117] 132
Abb. 111: Das Schema des Gebirgsaufbaus im Tagesbruchmodell Modell nach [97] 134
Abb. 112: Querschnitte des Druckgewölbes über einem Hohlraum links: Längsschnitt, rechts: Grundriss [113] 134
Abb. 113: Querschnitte des Deformationsprozesses des Gebirges über einem Hohlraum nach [97] (in [113]) 135
Abb. 114: Verlauf der Veränderungen im Gebirge über einem ursprünglichen Hohlraum bei geringer Mächtigkeit des Festgesteins über einem Grubenbau [113] 137
Abb. 115: Beispiel für die Modellierung vertikaler Verschiebungen für einen flachen Grubenbau 140
Abb. 116: Der „Schlot"-Prozess über einem Streckenkreuz [132] 143
Abb. 117: Abhängigkeit der Höhe des Verbruchschlots von der Streckenbreite [132] 144
Abb. 118: Ermittlung des Durchmessers eines Tagesbruchs im Lockergestein des Deckgebirges über einem alten Schacht [78] (in [113]) 150
Abb. 119: Berechnungsmodell mit Anfangs- und Randbedingungen (in [113]) 152
Abb. 120: Schema der Abhängigkeit des Tagesbruchdurchmessers von der Mächtigkeit des Deckgebirges bei unterschiedlichen Deckgebirgsschichten (in [113]) 153
Abb. 121: Veränderungen des Flankenprofils eines Tagesbruchtrichters im standfesten Deckgebirge bei konstanten Werten des Verhältnisses der Wichte des Bodens zu seiner Kohäsion γ/c 154
Abb. 122: Abhängigkeit der Tiefe eines Tagesbruchtrichters von seinem Radius für das Steinkohlenbergwerk Siemianowice [110] 155
Abb. 123: Der Einfluss des Mittelwertes des natürlichen Böschungswinkels α auf den Radius des Tagesbruchtrichters bei einem konstanten Wert von S_z = 3m. 155
Abb. 124: Abhängigkeit des Tagesbruchtrichterradius von: (a) seiner Tiefe auf dem Steinkohlenbergwerk Bolesław Śmiały, (b) der Mächtigkeit des Lockergesteins in der Erzbergbauregion Olkusz [110] 157
Abb. 125: Beispiel der Vergrößerung eines Tagesbruchs in Solikamsk im Ural 158
Abb. 126: Erdrutsche: a), b) im homogenen Medium, c) struktureller Erdrutsch, d) Suffosionserdrutsch 159
Abb. 127: Abhängigkeit der Ton-Kohäsion vom Wassergehalt 161

Abb. 128: Einfluss des Wassergehalts auf die Veränderung der Boden-Eigenschaften: a) Kohäsion, b) Reibungswinkel, c) Wichte 161
Abb. 129: Zeitabhängige Abnahme des Scherwiderstands von Ton nach Skempton [76] 162
Abb. 130: Das Zweischichtschema: Fest- und Lockergestein 164
Abb. 131: Das elliptische Druckgewölbe um eine untertägige Strecke 165
Abb. 132: Schemata der unterschiedlichen Streckensysteme und die möglichen Lagen von Tagesbrüchen 167
Abb. 133: Das modifizierte Verfahren zur Bestimmung des primären Bruchvolumens für die Annahme R > $\boldsymbol{L2}$ 168
Abb. 134: Schema eines zylindrischen Verbruchschlots 168
Abb. 135: Schema zur Bestimmung der Tagesbruchtiefe S_z 170
Abb. 136: Schema der Wanderung eines Hohlraums Richtung Tagesoberfläche 173
Abb. 137: Vergrößerung des Tagesbruchradius in Abhängigkeit vom natürlichen Böschungswinkel für nicht bindige Böden, für S_z = 0,6 m 176
Abb. 138: Vergrößerung des Tagesbruchradius in bindigen Böden in Abhängigkeit von Reibungswinkel (blau) und Kohäsion (rot), für ΔS_z = 0,6 m 176
Abb. 139: Bestimmung des tagesbruchrelevanten Streckenabschnittes x_z bei geneigten untertägigen Strecken 177
Abb. 140: Systemmodell für einen söhligen Hohlraum 182
Abb. 141: Beispielhafte Ergebnisse der Berechnung des Systemmodells „söhliger Hohlraum“ 183
Abb. 142: Verbruchhöhen und maximale Verbruchbreiten über einem quadratischen, söhligen Hohlraum von 2 m x 2 m bei einem Reibungswinkel φ = 30° der Trennfläche 184
Abb. 143: Verbruchhöhen und maximale Verbruchbreiten über einem quadratischen, söhligen Hohlraum von 2 m x 2 m bei einem Reibungswinkel φ = 15° der Trennfläche 184
Abb. 144: Hangend- und Liegendwinkel über einem quadratischen, söhligen Hohlraum von 2 m x 2 m bei einem Reibungswinkel φ = 30° und φ = 15° der Trennflächen 185
Abb. 145: Systemmodell eines tonnlägigen Schachts 186
Abb. 146: Schemaskizze zur Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie als Funktion von Hangend-/Liegendwinkel und Felsüberlagerung 187
Abb. 147: Maximale Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie über einem tonnlägigen Schacht bei verschiedenen Felsüberlagerungen 187
Abb. 148: Systemmodell eines söhligen, flächenhaften Abbaus 188

Abb. 149: Beispiel eines simulierten Abbaus, Verbruchzone erreicht Felslinie 189
Abb. 150: Hangend- und Liegendwinkel als Funktion der Felsüberlagerung 190
Abb. 151: Söhlige Länge (Abbaulänge, bis die Versagenszone die Felslinie erreicht) als Funktion der Felsüberlagerung 191
Abb. 152: Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie als Funktion der Felsüberlagerung 191
Abb. 153: Systemmodell eines geneigten, flächenhaften Abbaus 192
Abb. 154: Isolinien der maximalen flachen Länge als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallens für $\varphi = 30°$ 194
Abb. 155: Isolinien der maximalen flachen Länge als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallens für $\varphi = 15°$ 194
Abb. 156: Hangendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallen für $\varphi = 30°$ 195
Abb. 157: Liegendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallen für $\varphi = 30°$ 196
Abb. 158: Hangendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallen für $\varphi = 15°$ 196
Abb. 159: Liegendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallen für $\varphi = 15°$ 197
Abb. 160: Variation der Normal- und Scherspannungen als Funktion des Flözeinfallens 198
Abb. 161: Abschätzung der Gefährdung der Felslinie durch Volumenbilanz: Keine Gefährdung der Felslinie 199
Abb. 162: Abschätzung der Gefährdung der Felslinie durch Volumenbilanz: Gefährdung der Felslinie 199
Abb. 163: Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie in Einfallsrichtung für $\varphi = 30°$ in Abhängigkeit des Einfallens und der Felsüberlagerung 200
Abb. 164: Lage des Beispielgebietes (rotes Rechteck) in Bochum-Dahlhausen [14] 201
Abb. 165: Bohrprofil aus dem Beispielgebiet [14] 201
Abb. 166: Auszug aus der Geologischen Karte 4508 Essen [15]. (Beispielgebiet als rotes Rechteck) 203
Abb. 167: Auszug aus dem Geologischen Profil in den Erläuterungen zur Geologischen Karte 4508 Essen [15]. (Beispielgebiet als rotes Rechteck) 203
Abb. 168: Anwendung des Systemmodells für das Beispiel Ruhrrevier 204
Abb. 169: Aus den Systemmodellen für das Ruhrrevier abgeleitete flache Länge des Abbaus bis die Verbruchzone die Felslinie erreicht. (Anwendungsbeispiel roter Kreis) 204
Abb. 170: Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie in Einfallsrichtung des Flözes 205

Abb. 171: Hangend- und Liegendwinkel im Streichen des Hohlraums 206
Abb. 172: Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie (im Streichen) für das Anwendungsbeispiel 206
Abb. 173: Beispiel der Informationen aus Bohrung KB 5 in der Gläserstrasse, Siegen (links Bohrprofil, rechts Televiewer) 207
Abb. 174: Lagenkugelprojektion der Trennflächen aus Bohrung KB 5 208
Abb. 175: Trennflächen je Bohrmeter (Bohrung KB 5) 209
Abb. 176: Systemmodell Siegerland 209
Abb. 177: Beispiel für die Ergebnisse der Berechnungen des Systemmodells Siegerland 210
Abb. 178: Maximale flache Länge als Funktion von Felsüberlagerung und Gangmächtigkeit bei $\varphi = 30°$ 211
Abb. 179: Maximale flache Länge als Funktion von Felsüberlagerung und Gangmächtigkeit bei $\varphi = 15°$ 212
Abb. 180: Beginn und Ende der Gefährdung der Felslinie als Funktion der Felsüberlagerung bei $\varphi = 30°$ 213
Abb. 181: Beginn und Ende der Gefährdung der Felslinie als Funktion der Felsüberlagerung bei $\varphi = 15°$ 214
Abb. 182: Lage des beispielhaften Altbergbaus (rotes Rechteck) in Siegen-Rosterberg [14] ... 215
Abb. 183: Auszug aus der Geologischen Karte CC 5510 Siegen [15] (Beispielgebiet als rotes Rechteck) 215
Abb. 184: Beispielmodell für Altbergbau im Siegerland 216
Abb. 185: Flache Länge ≈ 10 m für das Beispielmodell Siegerland (Gangmächtigkeit 3 m, Felsüberlagerung 5 m) 217
Abb. 186: Gefährdung der Felslinie für das Beispiel Siegerland 218
Abb. 187: Gefährdung der Felslinie durch einen Gangbergbau mit einer flächen Länge von 10 m 218
Abb. 188: Verbreitung der Strontianitgänge im zentralen Münsterland [136] 219
Abb. 189: Profil des Schachts Bernhard bei Ahlen – Drensteinfurt [136] 220
Abb. 190: 3D-Ansichten des Grubengebäudes „Schacht Bernhard“, Geometrie aus Abbildung 189 221
Abb. 191: Standsicherheitsanalyse Schacht Bernhard (Querschnitt durch das Grubengebäude, Sicherheitsfaktor entsprechend Farbcodierung) 222

Abb. 192: Standsicherheitsanalyse Schacht Bernhard (Schnitt durch das Grubengebäude mit Verformungen, rot = große Verformungen, blau = geringe oder keine Verformungen) 222
Abb. 193: Standsicherheit Schacht Bernhard. Querschnitt durch den Tagesschacht (Sicherheitsfaktor entsprechend Farbcodierung) 223
Abb. 194: Axialsymmetrisches Modell bezogen auf die Schachtachse (Schachtdurchmesser 2 m). (Sicherheitsfaktor entsprechend der Farbcodierung) ... 224
Abb. 195: Schema der Faltung, Schichtung und Schieferung in Bezug zu variszisch streichenden Gängen. Verändert nach [139] 225
Abb. 196: Systemmodell der geologischen Situation 2 in Abbildung 195 226
Abb. 197: Verbruchzone der geologischen Situation 2 in Abbildung 195, Reibungswinkel $\varphi = 30°$ 226
Abb. 198: Systemmodell der geologischen Situation 3 in Abbildung 195 227
Abb. 199: Verbruchzone der geologischen Situation 3 in Abbildung 195, Reibungswinkel $\varphi = 30°$ 228
Abb. 200: Einflussbereich im numerischen Systemmodell 233
Abb. 201: Einwirkungsbereich im numerischen Systemmodell 234
Abb. 202: Gefährdungsbereich im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung (im numerischen Systemmodell) 235
Abb. 203: Erforderliche Festgesteinsüberdeckung eines Blindschachts zur Vermeidung einer Tagesbruchgefahr 236
Abb. 204: Standsicherheitsnachweise gemäß DIN EN 1997-1 [144]und DIN 1054 [143] 241
Abb. 205: Unterschiedliche Verbrucharten: schlotartiger Verbruch im Festgestein (linker Bildteil) und kegelstumpfförmiger Verbruch im Lockergestein (rechter Bildteil: Terzaghi–Modell) 243
Abb. 206: Verbruchhöhe als Funktion von Verbruchbild und Auflockerungsfaktor k 244
Abb. 207: Geometrie der rechteckigen Lastfläche 245
Abb. 208: Rechteckige Lastfläche mit Kennzeichnung des Eckpunktes N 245
Abb. 209: Einflusswerte i zur Ermittlung der vertikalen Normalspannungen σ_z in der Tiefe z unter einem Eckpunkt einer rechteckigen Lastfläche mit dem Sohldruck σ_0 246
Abb. 210: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs im Niveau der Tagesoberfläche 254

Abb. 211: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs flächiger Abbaue in einer Flözlagerstätte bei einem Einfallen < 45° 256
Abb. 212: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs flächiger Abbaue in einer Flözlagerstätte bei einem Einfallen > 75° 256
Abb. 213: Bestimmung der Breite des Verbruchstreifens im Hangenden des Abbauhohlraums ohne Berücksichtigung der Breite des Flözausbisses 257
Abb. 214: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung einer abgebauten Ganglagerstätte..... 258
Abb. 215: Beginn und Ende des Gefährdungsbereichs im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung als Funktion der Felsüberlagerung bei φ = 30° 259
Abb. 216: Beginn und Ende des Gefährdungsbereichs im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung als Funktion der Felsüberlagerung bei φ = 15° 259
Abb. 217: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs einer seigeren Tagesöffnung 262
Abb. 218: Prinzipskizze zur räumlichen Darstellung des Gefährdungsbereichs einer runden seigeren Tagesöffnung..... 263
Abb. 219: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs einer tonnlägigen Tagesöffnung. Oben: Grundriss, unten: Schnitt 264
Abb. 220: Erforderliche Festgesteinsüberdeckung eines Blindschachts zur Vermeidung einer Tagesbruchgefahr 266
Abb. 221: Geologische Karten 1:200 000 für Nordrhein-Westfalen [15] 280

Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Schächte im Raum Minden 9
Tab. 2: Bezeichnungen zur Beschreibung von Gesteinskörpern [22] 36
Tab. 3: Typische Auflockerungsfaktoren für Kohlennebengesteine aus den USA [28] 39
Tab. 4: Reibungswinkel φ und effektive Reibungswinkel φ' von Trennflächen in Karbongesteinen 45
Tab. 5: Mechanische Eigenschaften von intaktem Sandstein und Schieferton aus dem Ruhrkarbon. Angegebene Werte vom 10%- bis 90%-Perzentil 47
Tab. 6: Mechanische Eigenschaften von Kohlen 47
Tab. 7: Klassifizierung und Bewertung des Gebirges 53
Tab. 8: Hilfstabelle zur Klassifikation des Merkmals "Zustand der Trennflächen“ 55
Tab. 9: Datenblatt zur Erhebung der geologischen-geotechnischen Eigenschaften 58
Tab. 10: Bewertung für die Merkmale „einaxiale Druckfestigkeit“ und „Grundwasser“ 59
Tab. 11: Bewertung für die Merkmale „Zustand der Trennflächen“ 60
Tab. 12: Zusammenfassung der Bewertung der Merkmale des Sandsteingebirges 60
Tab. 13: Mittlere charakteristische Scherparameter in Anlehnung an EAU [33] 69
Tab. 14: Auflockerungsfaktoren nach Meier [72] 95
Tab. 15: Reibungswinkel nach Meier [72] 95
Tab. 16: Unstetige Bodendeformationen im Oberschlesischen Steinkohlenrevier [84] 103
Tab. 17: Klassifizierung der unstetigen Bodenbewegungen der Tagesoberfläche [84] 105
Tab. 18: Größen-Klassifizierung der Tagesbrüche [80] 106
Tab. 19: Auflockerungsfaktoren k nach Angaben verschiedener Autoren 107
Tab. 20: Empirische Gleichungen für die Bestimmung der Verbruchhöhe h_z 109
Tab. 21: Gesteinsfestigkeitskoeffizienten nach Protodiakonov in [121] 113
Tab. 22: Geologie der in der Analyse angenommenen Modelle 119
Tab. 23: Anzahl der Tagesbrüche und deren Durchmesser [82] 121
Tab. 24: Anzahl der Tagesbrüche nach Abbauteufe [82] 121
Tab. 25: Anzahl der Tagesbrüche nach Mächtigkeiten des Deckgebirges gegliedert [82] 122
Tab. 26: Kriterien zur Bewertung einer Tagesbruchgefährdung nach Chudek [85] 126
Tab. 27: Klassifizierung der Tagesbruchgebiete 129
Tab. 28: Materialkonstanten der Deckgebirgsschichten 151
Tab. 29: Materialkonstanten des Festgesteingebirges 152

Tab. 30: Gleichungen zur Berechnung der Höhe des Verbruchschlots sowie der Tiefe eines möglichen Tagesbruchs 174
Tab. 31: Kriterien zur Bestimmung des Auftretens eines Tagesbruchereignisses 178
Tab. 32: Hangend – und Liegendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Gangmächtigkeit bei φ = 30° 212
Tab. 33: Hangend – und Liegendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Gangmächtigkeit bei φ = 15° 213
Tab. 34: Kennwerte der oberflächennahen Schichten des Campan 221
Tab. 35: Erforderliche Festgesteinsüberdeckung über einem Blindschacht 237
Tab. 36: Ergebnisse der Berechnungen mit den Systemmodellen „Ruhrkarbon“ für einen rechteckigen Stollen und söhliger Lagerung 243
Tab. 37: Erforderliche Festgesteinsüberdeckung über einem Blindschacht 266

,

1 Aufgabenstellung

1.1 Veranlassung

Das „Handbuch Risikomanagement Altbergbau“ der Bezirksregierung Arnsberg in seiner Fassung vom 01.08.2013 dient den Beschäftigten des Dezernats 63 als eindeutige Vorgabe der Bearbeitungsschritte, für Bearbeitungsumfang und -tiefe bei der Ermittlung der Grundlagen und der Organisation des Risikomanagements der Bergbehörde NRW. Diesem Handbuch ist als Anhang IX der „Leitfaden der Bezirksregierung Arnsberg, Abteilung Bergbau und Energie in NRW für den Umgang mit Altbergbau“ beigefügt. Dieser Leitfaden befindet sich in der Erarbeitung.

Abschnitt 2 des Leitfadens befasst sich mit den Einwirkungen des Altbergbaus. Es werden u. a. Betrachtungen zur Einwirkungsrelevanz des Altbergbaus angestellt und Verfahren zur Berechnung und Darstellung der theoretischen Einwirkungsbereiche verlassener Schächte und Stollen sowie tagesnaher bergbaulicher Hohlräume beschrieben. Die Betrachtungen und Verfahren bauen in der Hauptsache auf Veröffentlichungen der einschlägigen Fachkreise aus den 1970er Jahren auf.

In der jüngeren Zeit ist zu beobachten, dass die auf dem Sachgebiet „Standsicherheit der Tagesoberfläche im Einwirkungsbereich bergbaubedingter Hohlräume“ anerkannten Sachverständigen dem oberflächennahen Bergbau eine deutlich geringere Einwirkungsrelevanz zuschreiben, als dies in der Vergangenheit der Fall war. Das gilt insbesondere für die Größenordnung der Bodenbewegungen und deren zeitliche Dauer, aber auch für deren Auftreten in der Fläche. Begründet wird dies häufig mit den besonderen geologischen und/oder bergbaulichen Verhältnissen innerhalb des jeweiligen Betrachtungsraums oder mit entsprechenden Erfahrungswerten aus der jüngeren Vergangenheit.

In einigen Fällen hat diese Entwicklung bereits dazu geführt, dass Auskünfte und Stellungnahmen der Bergbehörde NRW zur Einwirkungsrelevanz des oberflächennahen Bergbaus erheblich von den gutachterlichen Einschätzungen der oben genannten Sachverständigen abwichen und diesen in Einzelfällen sogar widersprachen. Dies führt regelmäßig zu Verunsicherung und Unverständnis bei den Anfragenden und sollte deshalb möglichst vermieden werden. Aus der Sicht der Bergbehörde NRW stellt sich daher die Frage, ob die im Abschnitt 2 des im Entwurf vorliegenden Leitfadens enthaltenen Betrachtungen zur Einwirkungsrelevanz des Altbergbaus und die beschriebenen Verfahren zur Berechnung und Darstellung der theoretischen Einwirkungsbereiche tagesnaher Grubenbaue möglicherweise nicht mehr aktuell und daher zu überarbeiten sind.

In diesem Zusammenhang ist auch zu betrachten, inwieweit die augenscheinliche Divergenz zwischen Aussagen der Bergbehörde zur Einwirkungsrelevanz (in Form von Art und Zeitdauer von Bodenbewegungen) und den Ergebnissen sachverständiger Bewertungen dadurch bedingt ist, dass letztere weiter gehend auf die bauplanerische und -technische Relevanz möglicher Einwirkungen im Hinblick auf die Verursachung von Bauschäden und auf das Erfordernis besonderer bauplanerischer und/oder -technischer Maßnahmen zur Schadensvermeidung abheben.

1.2 Inhaltliche Anforderungen

Es ist zu überprüfen, ob die in der o. a. Entwurfsfassung des "Leitfadens der Bezirksregierung Arnsberg, Abteilung Bergbau und Energie in NRW für den Umgang mit Altbergbau" enthaltenen Betrachtungen zur Einwirkungsrelevanz des Altbergbaus und die beschriebenen Verfahren zur Berechnung und Darstellung der theoretischen Einwirkungsbereiche verlassener Schächte und Stollen sowie tagesnaher bergbaulicher Hohlräume dem aktuellen Stand von Wissenschaft und Lehre entsprechen. Bei Bedarf sind Vorschläge für eine Fortschreibung der Ausführungen im Abschnitt 2 des im Entwurf vorliegenden Leitfadens zu erarbeiten.

Seitens der Bezirksregierung Arnsberg besteht ein Überprüfungsbedarf zu folgenden Fragestellungen:

1.2.1 Einwirkungsrelevanz des Altbergbaus in Abhängigkeit von den verschiedenen Lagerstättenarten (flöz-/gangartig)

Hier sollen Betrachtungen zu den in Altbergbaugebieten zu erwartenden schadens- und/oder gefährdungsrelevanten Bodenbewegungen, ihrer voraussichtlichen Größe und ihrer Einwirkungsdauer angestellt werden. Bei Betrachtungen zur Einwirkungsrelevanz von Grubenbauen in flözartigen Lagerstätten, insbesondere der Steinkohle, wird seit Jahrzehnten zwischen den Einwirkungen des tagesnahen, oberflächennahen und tiefen Bergbaus differenziert. Als zuständige Behörde für die Abwehr von Gefahren aus verlassenen Grubenbauen interessiert die Bezirksregierung Arnsberg, Abteilung Bergbau und Energie in NRW vor allem der tagesbruchauslösende Altbergbau. Vor diesem Hintergrund ist zu diskutieren, ob anstelle der heute üblichen Differenzierung zwischen tagesnahem, oberflächennahem und tiefem Bergbau eine andere Differenzierung, z. B. zwischen dem Altbergbau mit oder ohne Resteinwirkungen und dem tagesbruchauslösenden Altbergbau, zweckmäßiger wäre. Für die favorisierte Differenzierung des

Altbergbaus sind Überlegungen zur Grenzziehung anzustellen. Dabei ist insbesondere die Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer sowie der Form und Größenordnung der möglichen Bodenbewegungen und die Teufe der verursachenden Hohlräume zu berücksichtigen. Soweit es möglich ist, soll hierbei auch auf die Relevanz der Einwirkungen für die Bauplanung und -technik unter Berücksichtigung des Stands der (Bau-)Technik eingegangen werden.

1.2.2 Verfahren zur Bemessung möglicher senkungs-, setzungs- und einsturzgefährdeter Bereiche an der Tagesoberfläche unter Einbeziehung der Ansätze von Neumann und regionalspezifischer Verfahren (z. B. von Mainz)

Betrachtet werden sollen alle Verfahren zur Bemessung von Gefährdungsbereichen im Umfeld nicht dauerstandsicher verfüllter Tagesöffnungen des Bergbaus, tagesnaher Hohlräume in Abhängigkeit von den verschiedenen Lagerstättenarten (flöz-/gangartig) und tages-/oberflächennah verlaufender Stollen. Zur Anpassung an die Aufgaben der Bergbehörde NRW bei der Abwehr von Gefahren aus verlassenen Grubenbauen ist weiterhin die Einführung von Einwirkungs- und Gefährdungsbereichen anstelle von senkungs-, setzungs- und einsturzgefährdeten Bereichen zu diskutieren.

1.2.3 Einfluss von Grubenwasserstandsänderungen auf nicht dauerstandsicher verfüllte Schächte und auf nicht gesicherte tagesnahe Hohlräume

Ergänzend ist eine Abschätzung des Einflusses von Grubenwasserstandsänderungen auf nicht dauerstandsicher verfüllte Schächte und auf nicht gesicherte tagesnahe Hohlräume vorzunehmen. Bei diesen Betrachtungen sind auch die Ergebnisse der von der RAG Aktiengesellschaft im Zeitraum 2009 bis 2012 an der Ruhr-Universität Bochum in Auftrag gegebenen modelltechnischen Untersuchungen zum Systemverhalten von Lockermassenfüllsäulen mit einzubeziehen, welche durch die TABERG Ingenieure GmbH, Lünen begleitet worden sind.

2 Altbergbaugebiete in NRW - Überblick über die Geologie der Lagerstätten

Die in Abbildung 1 aufgeführten 10 Altbergbaugebiete werden im Folgenden in ihrem vereinfachten geologischen Kontext kurz dargestellt. Typische Gebirgseinheiten (Stratigrafie, Gesteinstypen und tektonische Verhältnisse) sowie Lagerstättentypen werden kurz beschrieben und einzelne Altbergbaue exemplarisch vorgestellt. In Anlage 1 sind die detaillierten geologischen Karten im Maßstab 1:200.000 zusammengestellt. Dort ist auch ein Link zur kostenfreien Einsicht genannt. Diese Karten erlauben einen genaueren Einblick in den jeweiligen geologischen Kontext.

Ziel dieses Kapitels ist es, typische Altbergbausituationen für jedes Altbergbaugebiet abzugrenzen. In den nächsten Schritten werden für jede dieser Situationen die geotechnischen Merkmale erfasst und die tagesnahen Grubenbaue bzw. Hohlräume definiert.

Nicht näher betrachtet wird der Braunkohlenaltbergbau in der Niederrheinischen Bucht. Hier ist im Ausbiss des Flözes im Bereich zwischen Brühl und Liblar bis etwa 1800 im einfachen Kuhlenbau (Tagebau) und später im sogenannten Tummelbau (Untertagebau) die Kohle gewonnen worden. Beim Tummelbau wurden in einem Abstand von 15 bis 20 m zwei Schächte etwa 10 bis 12 m tief und 1,2 m breit abgeteuft. Im Tiefsten der Schächte wurde ein Verbindungsquerschlag aufgefahren. Querschlägig zum Verbindungsquerschlag wurden etwa 20 m lange Abbaustrecken ins Flöz getrieben und dort die Kohle von unten nach oben hereingewonnen. Der Abbau erfolgte meist bis unmittelbar an das Deckgebirge, welches somit häufig bereits während des Abbaus hineinbrach.

Neben dem Tummelbau im Bereich des Ausbisses wurde auch in größeren Teufen Braunkohle im Tiefbau gewonnen. Größere Tiefbaugruben entstanden in den 1940er Jahren bei Düren. 1941 wurde in Etzweiler das Abteufen eines etwa 350 m tiefen Schachts im Schachtbohrverfahren mit einem Durchmesser von etwa 4 m begonnnen. 1948 wurden die Teufarbeiten der Tiefbaugrube Union 103 bei Morschenich aufgenommen. Hier wurden zwei Schächte bis 330 m Teufe niedergebracht und die Braunkohle in sechs Sohlen bis 1955 abgebaut.

Die meisten Tiefbauanlagen wurden später durch die fortschreitenden Tagebaue abgebaggert. Lediglich in Inden-Lucherberg befinden sich noch untertägige Grubenbaue der ehemaligen Goltsteingrube, die nicht abgebaggert worden sind. Diese ist dafür vollständig mit einem hydraulisch erhärtenden Material verfüllt worden.

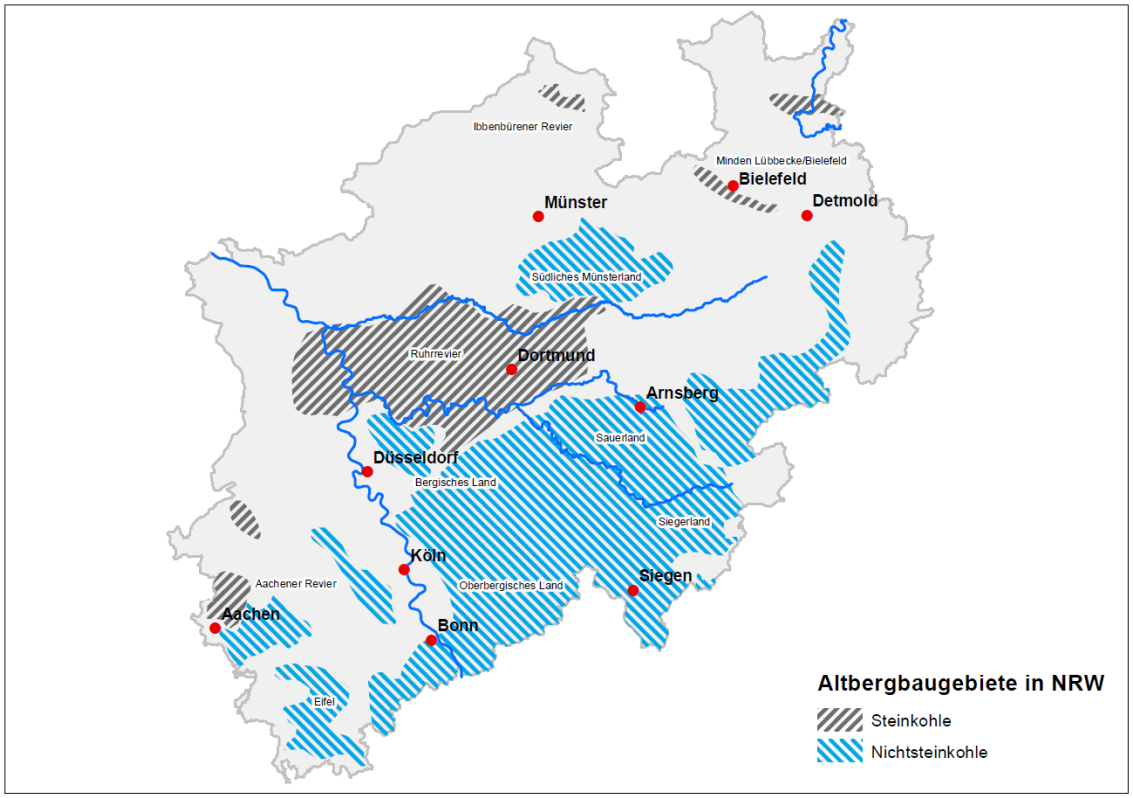


Abb. 1: Altbergbaugebiete NRW [12] [1]

2.1 Altbergbaugebiet 1 (Ibbenbüren)

Das Ibbenbürener Revier erstreckt sich zwischen Osnabrück, Hasbergen und Ibbenbüren, wobei Osnabrück und Hasbergen geografisch bereits zu Niedersachsen gehören.

Im Ibbenbürener Reviers wurde bis Ende 2018 hauptsächlich Steinkohle abgebaut. Darüber hinaus wurde auch aktiv Erz untertägig abgebaut.

Abbildung 2 gibt einen Überblick über die Altbergbaugebiete 1 (Ibbenbüren) und 2 (Minden-Lübbecke/Bielefeld).

[1] Quellenangaben werden in [Nr.] angegeben und beziehen sich auf das Literaturverzeichnis am Ende des Kapitels.

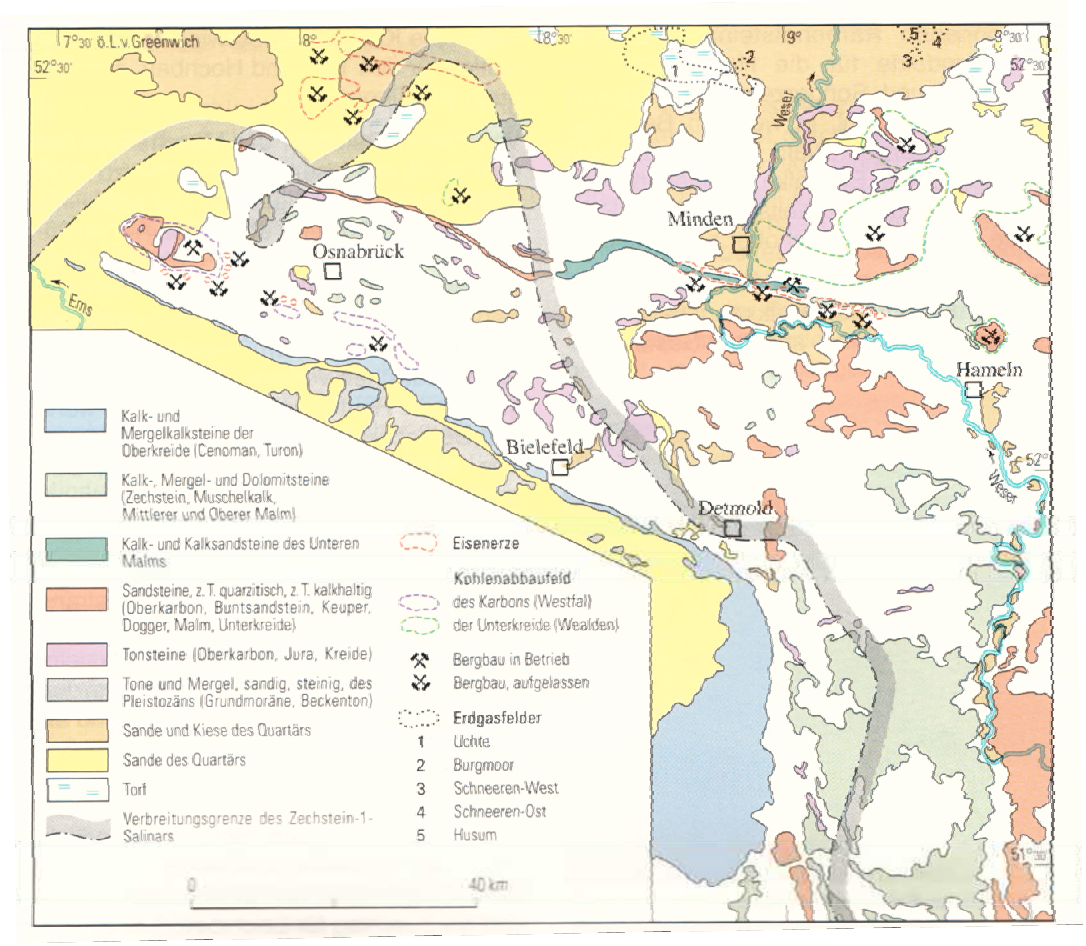


Abb. 2: Rohstoffe und Bergbau im N‘ und NE‘ von NRW [8]

Die geologischen Einheiten dieses Gebiets sind in Abbildung 3 dargestellt. Die verfügbaren Informationen aus der Bohrpunktkarte NRW zeigen die Abbildungen 4 und 5. Für den Altbergbau relevante Schichten sind Sandsteine, Tonsteine, Konglomerate und Kohleflöze des Westfal C und D. Die tektonischen Verhältnisse sind durch Graben-Horst-Systeme in meist söhliger Lagerung charakterisiert. Der Bergbau im Bereich Schafberg ist durch den Bockradener Graben in ein Ost- und ein Westfeld getrennt. Im Ostfeld fand bis Ende 2018 noch aktiver Bergbau statt.

Im Westfeld umfasste der Abbau auf Steinkohlen die Bereiche um den Wilhelmschacht, den Mariannenschacht, den Püsselbürener Förderstollen, den Morgensternschacht und den Permer Stollen. Besonders nach dem I. und II. Weltkrieg fand hier im oberflächennahen Bereich wilder Abbau statt, welcher durch Stollen, Schrägschächte und seigere Schächte gekennzeichnet ist. Die Teufen waren auf ca. 60 m begrenzt.

Nach Ende des II. Weltkriegs erfolgte der Abbau überwiegend in Pachtgruben, von denen etwa 30 betrieben wurden.

Erzbergbau fand v. a. im Zechstein am südlichen Rand des Ostfelds des Schafbergs statt. Die Erzlagerstätten (Eisen, Blei, Zink) sind an tektonische Elemente, meist an der Randverwerfung des Schafbergs, gebunden. Das Erz wurde im Firstbau mit Versatz gewonnen. Zu den erzfördernden Bergwerken zählen unter anderem „Hector“, „Preußisch Meppen“ sowie „Muck und Horst“, welche Schächte mit Teufen von 30 bis etwa 87 m angelegt haben.

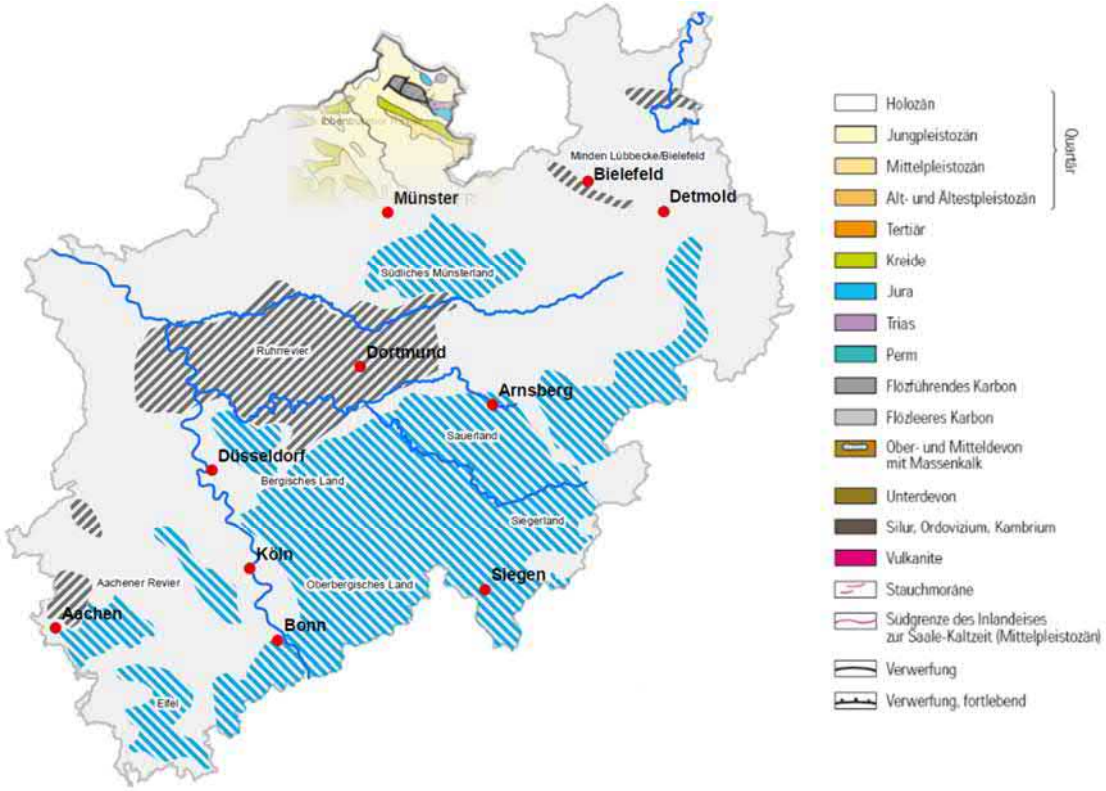


Abb. 3: Stark vereinfachte Geologie des Altbergbaugebiets 1 (Ibbenbüren) [15])

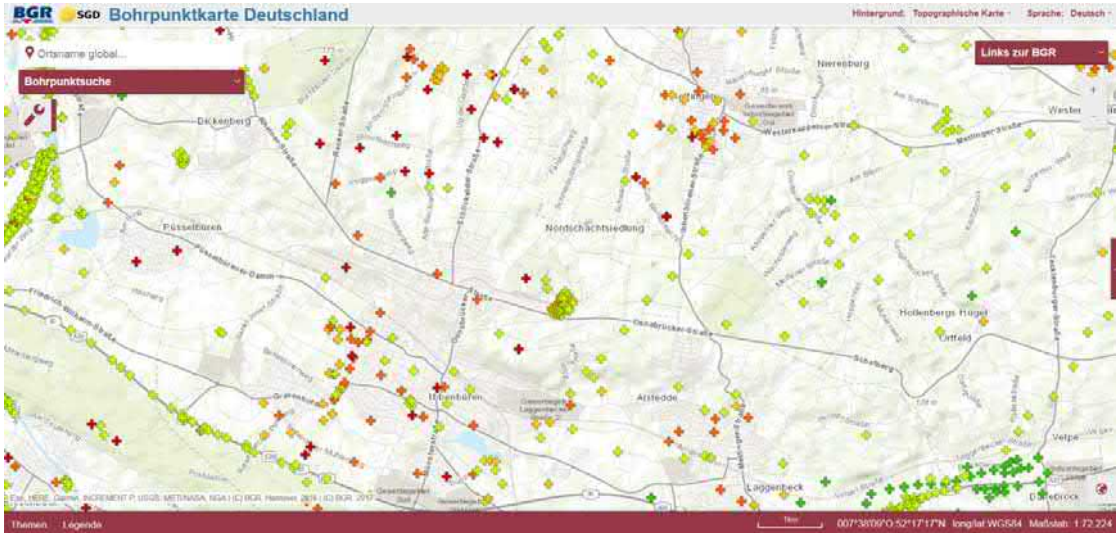


Abb. 4: Auszug aus der Bohrpunktkarte NRW für den Bereich Ibbenbüren [14]

Abb. 5: Auszug aus der Bohrpunktkarte NRW für den Bereich Ibbenbüren [14]

2.2 Altbergbaugebiet 2a (Minden-Lübbecke)

Im Raum Minden-Lübbecke wurde Kohlenbergbau in den Schichten des Wealden betrieben. Die Unterkreide wird hier direkt von pleistozänen Lockergesteinen (meist Ton und Sand) überlagert. Die Mächtigkeit der Überlagerung ist >5 m. Im Mindener Revier sind 6 Schächte bekannt (Tab. 1). Die Lagerstätte fällt mit ca. 25 ° nach NNE ein.

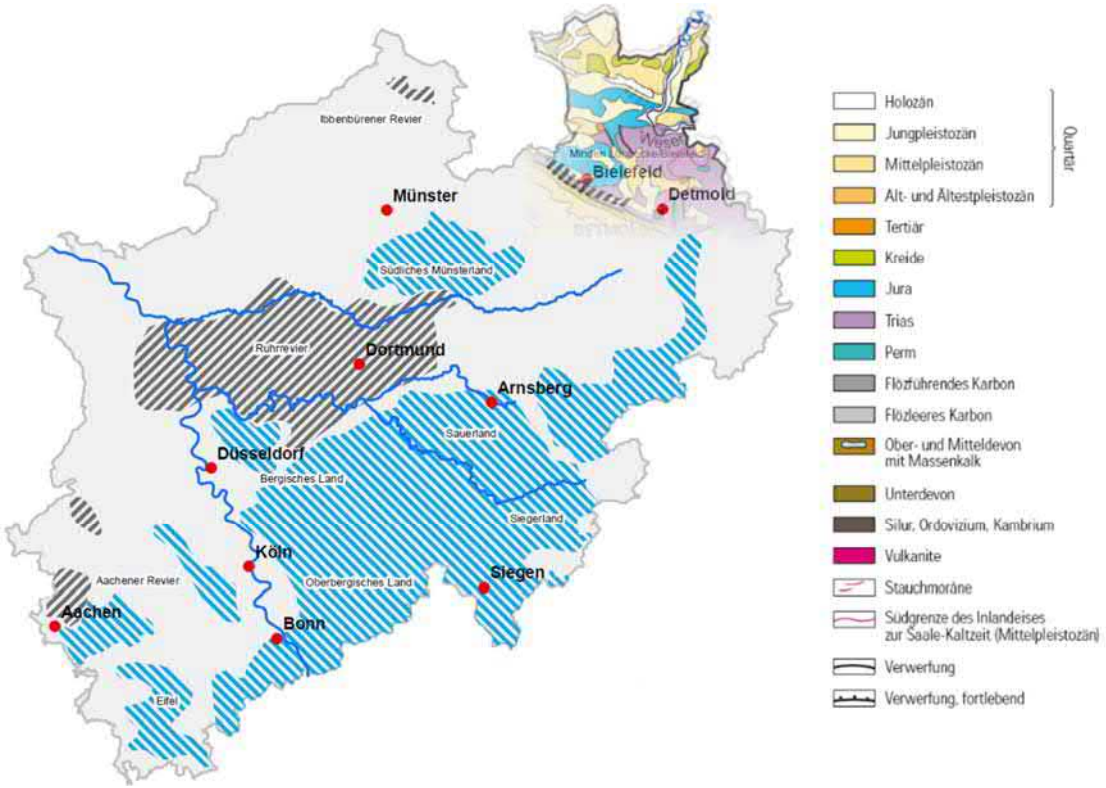


Abb. 6: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 2 (Minden-Lübbecke) [15]

Tab. 1: Schächte im Raum Minden

Bezeichnung :	Name :	Lage :	Teufe :	Maße (m) :	Baujahr :	Schachtnutzung :
Kohlenschächte						
Minden :	Schacht Bölhorst	Wohngebiet Bölhorst	272 m	5 x 5,50	~ 1800	Hauptförderschacht
	Schacht Glück Auf	Wohngebiet Böllhorst	133/174 m	5,4 x 5,5	1800	Förderschacht
	Schacht Laura	Zollern	60 m	3 x 4	1847	Förderschacht
Kohlenschächte						
Meissen :	Schacht Meissen	N Meissen	189,5 m	3 x 4	1876/78	Förderschacht
	Schacht Notthorn	Notthorn - Grillestr.	420/480 m	rund : 4,5	1927/30	Förder / Wetterschacht
	Schacht Röcke	Röcke - Sandfurtstr.	125 m	rund : 7	1938	Förderschacht

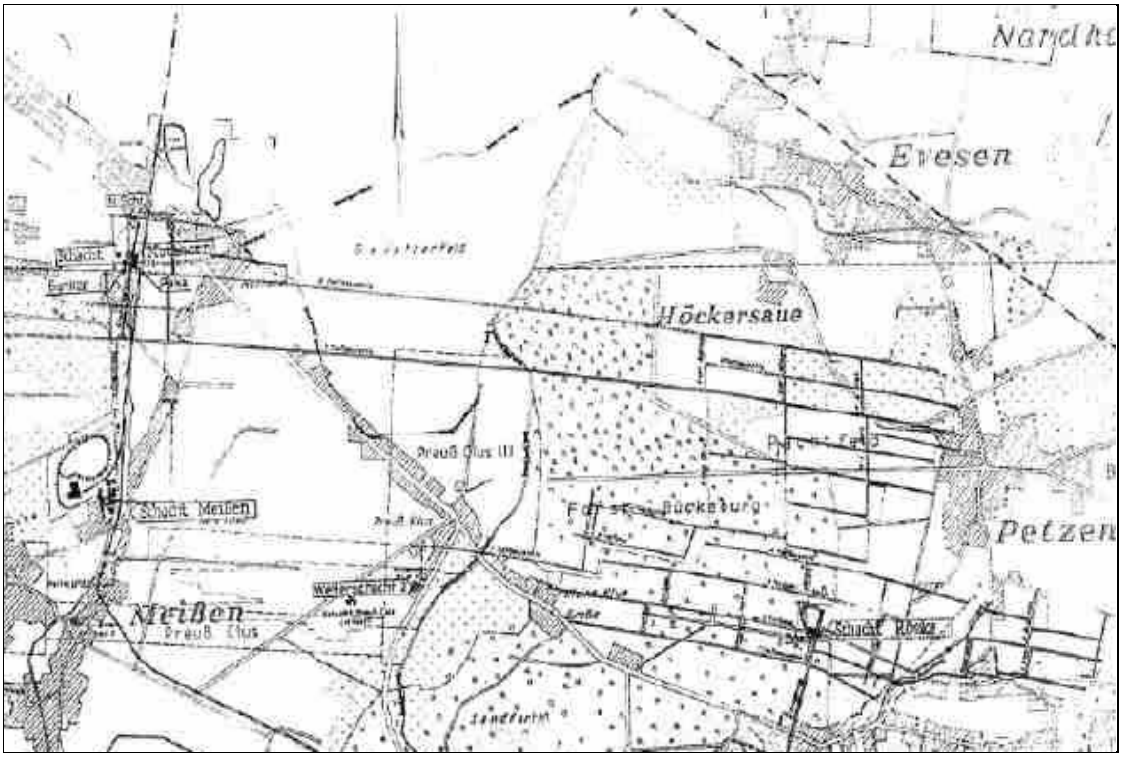


Abb. 7: Steinkohlenbergbau im Raum Minden-Meißen [16]

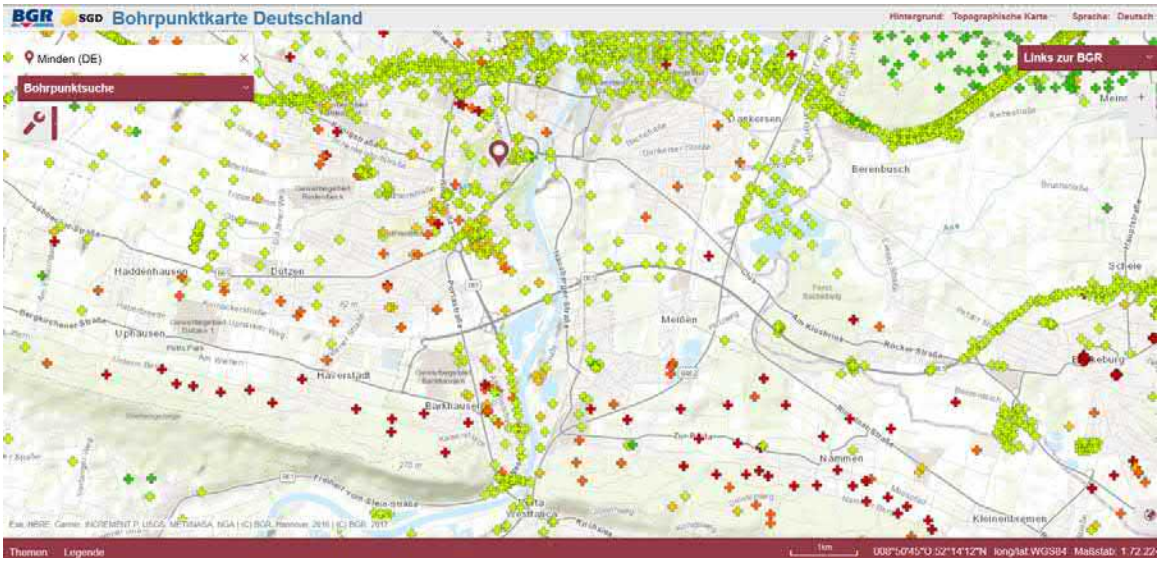


Abb. 8: Verfügbare Bohrdaten im Raum Minden-Meißen [14]

2.3 Altbergbaugebiet 2b (Bielefeld)

Im Bereich Bielefeld wurde am Nordrand des Teutoburger Walds lokal im Wealden Steinkohle abgebaut. Tiefbauten sind nicht bekannt. In Bielefeld-Stieghorst wurde Gips im Kammer-Pfeiler-Bau abgebaut. Zahlreiche Tagesbrüche, Erdspalten und Senkungen traten seit der Stilllegung des Betriebs 1981 auf. Der Gips wurde aus den Schichten des Mittleren Muschelkalks gewonnen. Die Überlagerung beträgt ca. 30 m. Die Lagerstätte fällt mit ca. 30° nach NE ein. Über dem Muschelkalk liegen mehrere Meter pleistozäne Tone, Schluffe und Sand.

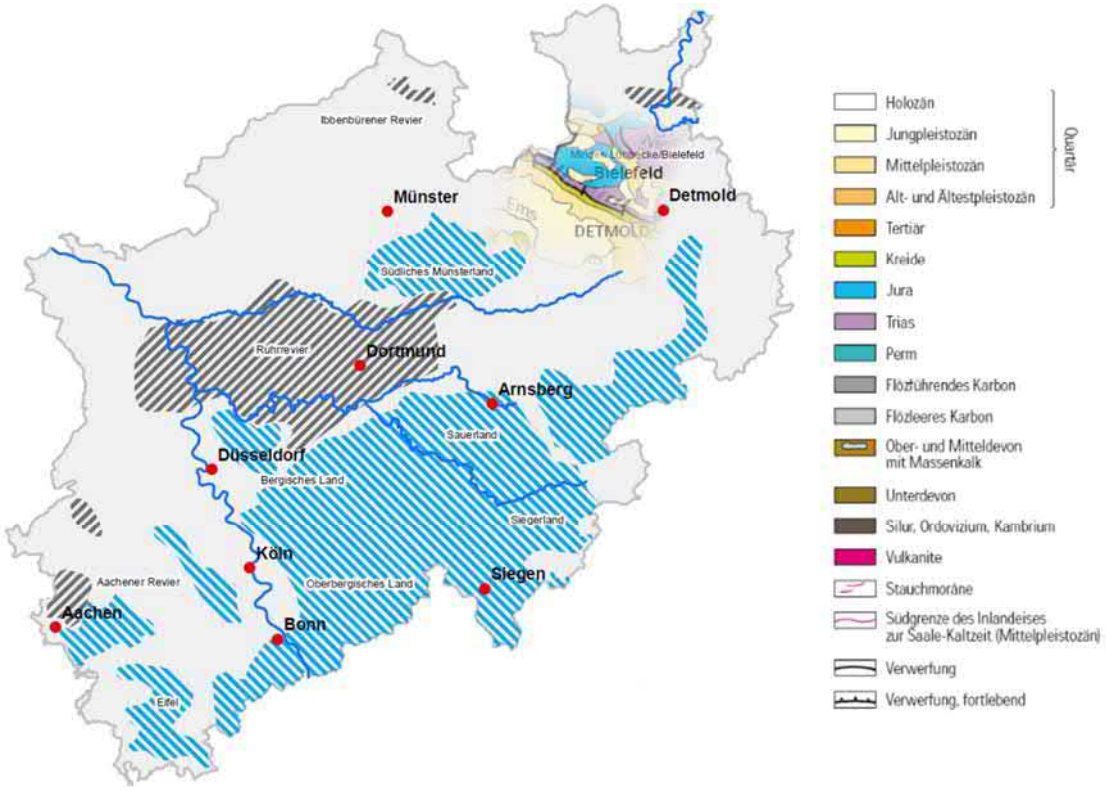


Abb. 9: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 2b (Bielefeld) [15]

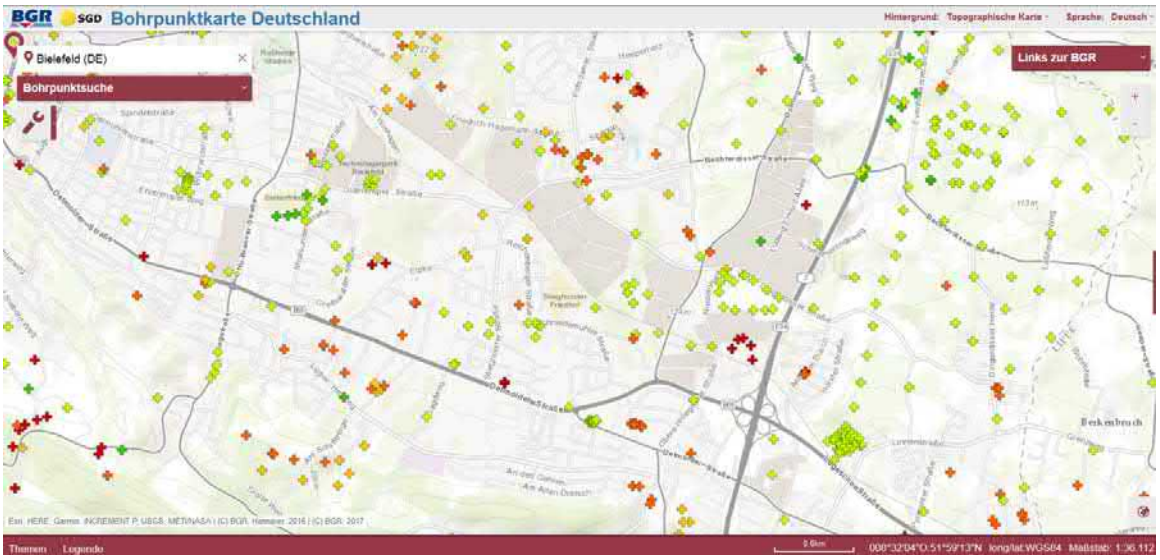


Abb. 10: Bohrpunktkarte des Gebiets Bielefeld-Stieghorst [14]

2.4 Altbergbaugebiet 3a (Sauerland Ost)

Die Sauerländer Erzreviere befinden sich im östlichen Teil des rechtsrheinischen Schiefergebirges, sie entstanden während der variszischen Orogenese vom Devon bis zum Tertiär.

Durch submarinen Vulkanismus im Unterdevon entstanden Keratophyre, im Mittel- bis Oberdevon kam es infolge von basischem Vulkanismus zur Bildung von Diabasen und von ehemals wirtschaftlich wichtigen Rotsteinlagern im Sauerland.

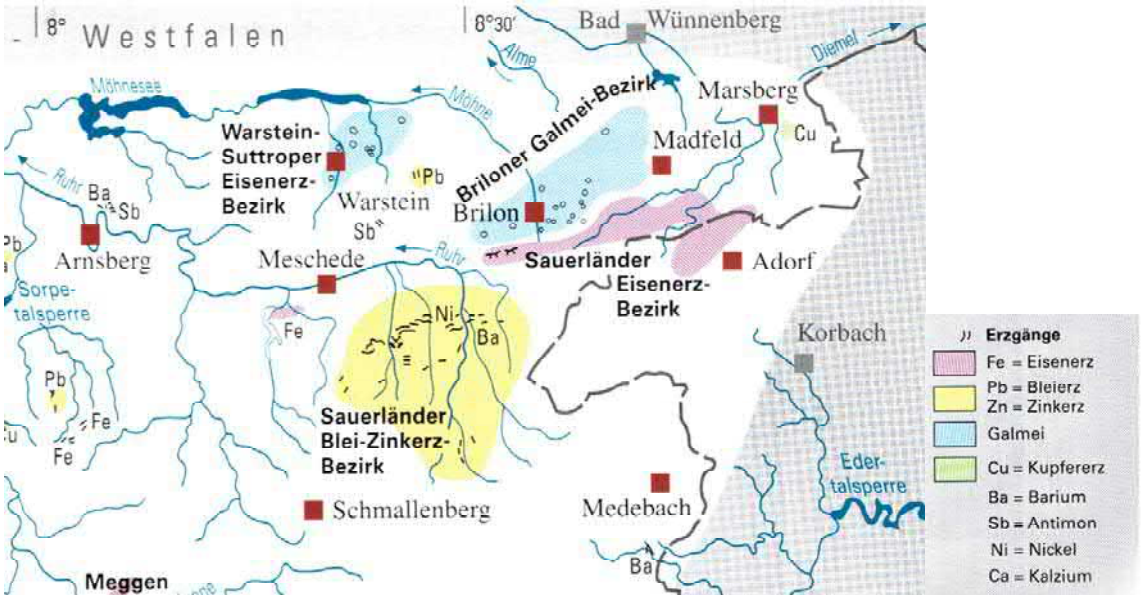


Abb. 11: Lagerstätten im Sauerland [11]

Innerhalb des Sauerlands wurde Bergbau in verschiedenen Lagerstättentypen betrieben. Bei dem Meggener Schwefelkies- und Schwerspatlager handelte es sich bspw. um eine SEDEX[2]-Lagerstätte, die Ramsbecker Gänge sind hingegen dem Typ der hydrothermalen Gangerzlagerstätten zuzuordnen.

Das Altbergbaugebiet Sauerland – Ost besteht aus fünf Bezirken (Abb. 11). Der „Sauerländer Eisenerz-Bezirk“ (Hauptelement: Fe) begrenzt das Gebiet nach Osten. Südwestlich befindet sich der „Sauerländer Blei-Zinkerz-Bezirk“, dessen Hauptelement Pb bildet. Weiter südwestlich liegt das Meggener Schwefelkies- und Schwerspatlager.

[2] Sedimentär exhalative Lagerstätte

Im Norden des Reviers befinden sich darüber hinaus der „Warstein-Suttroper Eisenerz-Bezirk“ sowie der „Briloner Galmei-Bezirk“ (Hauptelement: Zink). Neben den genannten Elementen wurde auch Abbau auf Cu, Ba, Sb, Ni sowie Ca führende Mineralien betrieben.

Im „Sauerländer Eisenerz-Bezirk“ fand der Bergbau in erster Linie auf Hämatite statt, gebunden an teilweise 6 – 8 m mächtige Erzlager. Darüber hinaus wurde bei Marsberg Kupfererz abgebaut (Kilianstollen). Die genannten Lagerstätten sind meist an Gänge und Verwerfungen gebunden.

Der „Sauerländer Blei-Zinkerz-Bezirk“ wird maßgeblich durch den Bergbau in und um Ramsbeck geprägt, welcher bis zum Jahr 1974 aktiv betrieben wurde. Die dortigen Lagerstätten sind ebenfalls an Gangstrukturen gebunden, eingebettet in den sogenannten „Ramsbecker Schichten“, bestehend aus sandigen Schiefern und Quarziten. Die genannten Gänge streichen SW-NE und fallen flach bis steil ein.

In den nördlichen Bezirken des Sauerlands, um Warstein und Brilon gelegen, konzentrierte sich der Abbau auf Galmei, also auf die Gewinnung verschiedener nicht-sulfidischer Zinkerze. Darüber hinaus stand bspw. im „Warstein-Suttroper Eisenerz-Bezirk“ die Gewinnung von Limonit und Hämatit im Tiefbau bis zum Jahre 1949 im Vordergrund.

Im Briloner Galmeibezirk wurden im Tiefbau bis 70 m Teufe Zinkerze gewonnen. Die Erze im devonischen Massenkalk sind an Störungssysteme gebunden.

Mangan wurde bis 1984 in Brilon-Rösenbeck bis in eine Teufe von 56 m abgebaut. Die Lagerstätte ist an eine Störungszone in devonischen Tonschiefern und Kalkstein gebunden und fällt mit 10 – 50° ein. In Bad Wünnenden-Bleiwäsche wurden Bleierze und Schwerspatlager in einer Mächtigkeit von 6-8 m im Tiefbau abgebaut. Die Lagerstätte liegt in Schichten des Oberkarbons (Ton-, Schluff- und Sandsteine, geschiefert).

Auf der Briloner Hochebene ist Kalkspat-/Kalksteinbergbau sowohl übertage als auch im Tiefbau gewonnen worden. In Brilon-Messinghausen z. B. wurde in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts in den Gruben Abel, Knagge und Baptist Kalkstein im Tiefbau gewonnen.

Heute noch wird bei Bad Fredeburg im Verbundbergwerk Magog-Gomer-Bierkeller Dachschiefer im Tiefbaubetrieb abgebaut. Zurückverfolgen lässt sich die Geschichte dieses Bergwerks bis 1851. Aufgenommen wurde der Betrieb 1853 im tagesnahen Bereich. Die ältesten Gruben im Fredeburger Revier sind bereits aus dem 16. Jahrhundert dokumentiert. Die Lagerstätte steht in den Fredeburger Schichten des Mitteldevons. Die bauwürdigen Tonschiefer liegen zwischen quarzitischen

Sandsteinlagen. Gewonnen wurde der Tonschiefer dort, bis auf wenige Ausnahmen, seit jeher im Tiefbaubetrieb.

In der Erzlagerstätte Meggen wurde bis 1992 Schwefelkies, Blei- und Zinkerze sowie Baryt abgebaut. Die Lagerstätte wurde im Devon abgelagert und während der variszischen Gebirgsbildung verfaltet und steht am SE Rand der Meggener Mulde in z. T. überkippter Lagerung an. Das bis zu 8 m mächtige Erzlager ist in mitteldevonische Tonsteine eingelagert und wird zum Hangenden durch einen 2-3 m mächtigen Kalk begrenzt. Randlich geht die sulfidische Erzführung in einen Baryt-Saum über. Das Lager beißt an der Erdoberfläche aus.

Im Sauerländer Blei-Zinkerz-Bezirk wurde bis 1974 in Ramsbeck 10,2 Mio t Erz abgebaut. Die Lagerstätte Ramsbeck besteht aus über 20 einzelnen Gängen in devonischen Schiefern und Quarziten. Die Gänge streichen SW-NE und fallen flach bis steil ein (Abb. 12).

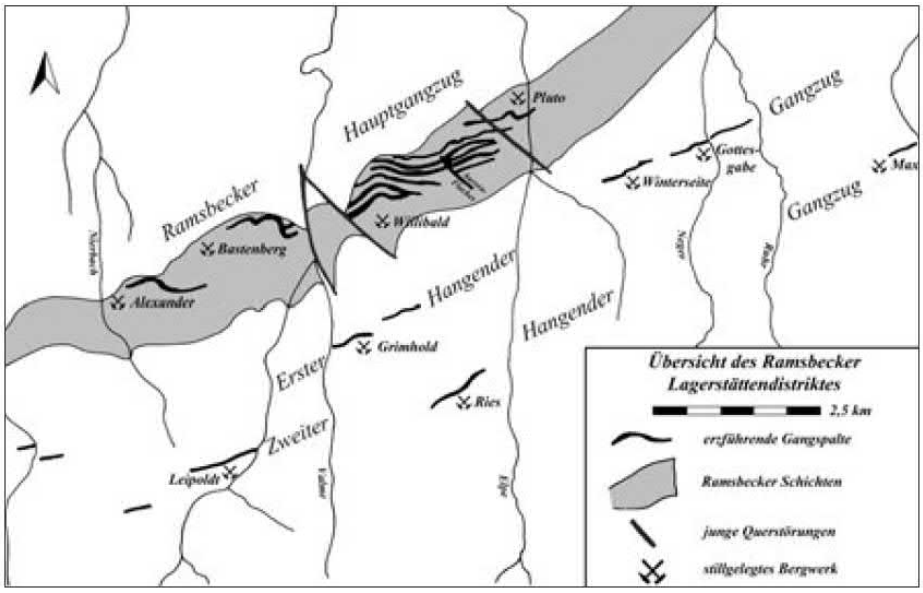
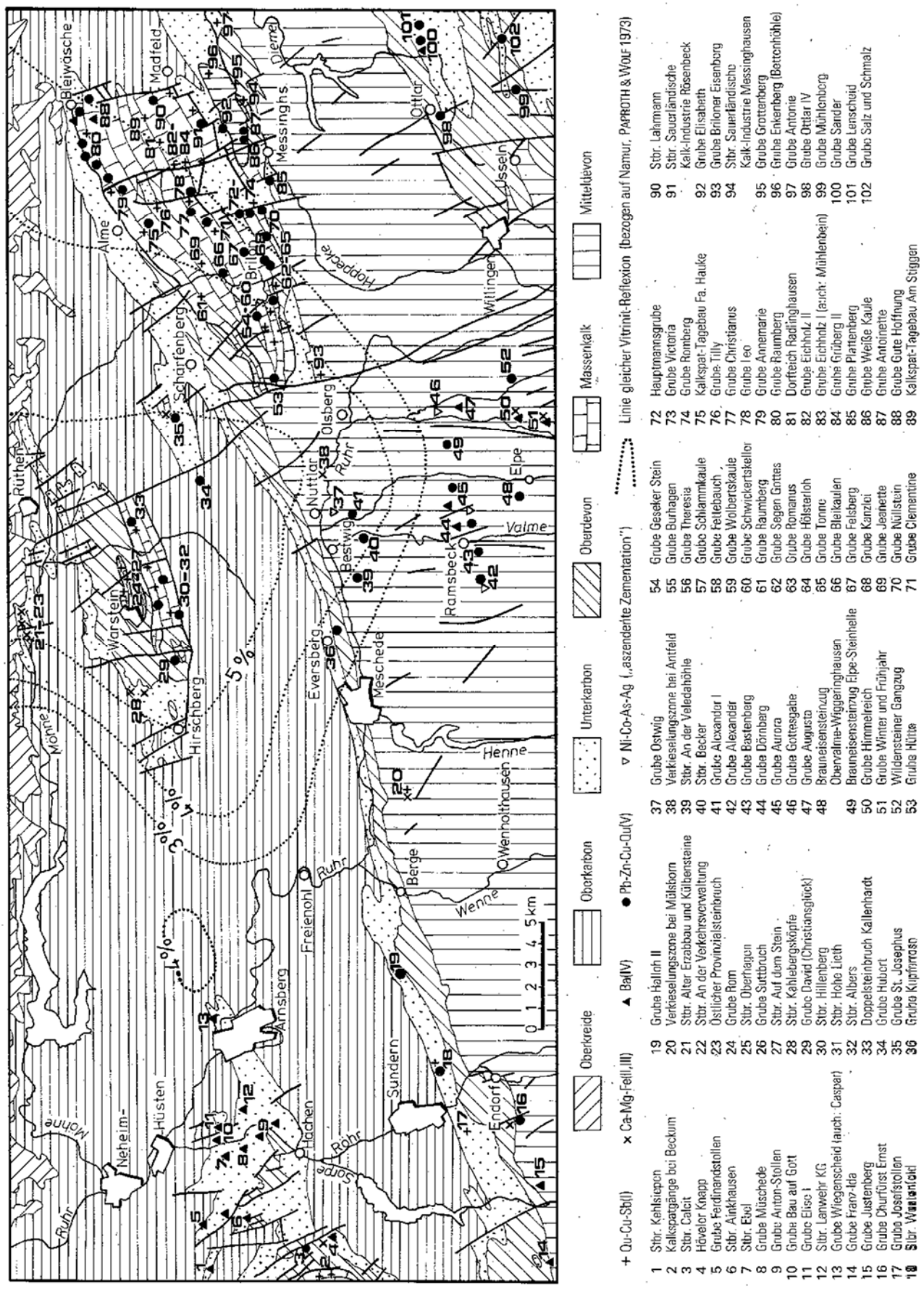


Abb. 12: Ramsbecker Lagerstätten [1]

Die Lage der mehr als 100 ehemaligen Gruben im östlichen Sauerland zeigt Abbildung 13.



1	Stbr. Kahlsiepen	19	Grube Hallah II	37	Grube Ostwig	54	Grube Geseker Stein	72	Hauptmannsgrube	90	Stbr. Lahrmann
2	Kalkspatgänge bei Beckum	20	Verkieselungszone bei Mülsborn	38	Verkieselungszone bei Antfeld	55	Grube Burhagen	73	Grube Victoria	91	Stbr. Sauerländische Kalk-Industrie Rösenbeck
3	Stbr. Calcit	21	Stbr. Alter Erzabbau und Kälbensteine	39	Stbr. An der Veledahöhle	56	Grube Theresia	74	Grube Romberg	92	Grube Elisabeth
4	Hövelor Knapp	22	Stbr. An der Verkehrsverwaltung	40	Stbr. Becker	57	Grube Schlammkaule	75	Kalkspat-Tagebau Fa. Hauke	93	Grube Brilooer Eisenberg
5	Grube Ferdinandstollen	23	Östlicher Provinzialsteinbruch	41	Grube Alexander I	58	Grube Fettebauch	76	Grube Tilly	94	Stbr. Sauerländische Kalk-Industrie Messinghausen
6	Stbr. Ankhausen	24	Grube Rom	42	Grube Alexander	59	Grube Wolbertskaule	77	Grube Christianus		
7	Stbr. Ebel	25	Stbr. Oberhagun	43	Grube Bastenberg	60	Grube Schwickertskeller	78	Grube Leo	95	Grube Grottenberg
8	Grube Muschede	26	Grube Stuttbruch	44	Grube Dörnberg	61	Grube Raumberg	79	Grube Annemarie	96	Grube Enkenberg (Bettenhöhle)
9	Grube Anton-Stollen	27	Stbr. Auf dem Stein	45	Grube Aurora	62	Grube Segen Gottes	80	Grube Raumberg	97	Grube Antonie
10	Grube Bau auf Gott	28	Stbr. Kahlebergsköpfe	46	Grube Gottesgabe	63	Grube Romanus	81	Dorfteich Radinghausen	98	Grube Ottlar IV
11	Grube Elise I	29	Grube David (Christiansglück)	47	Grube Augusta	64	Grube Hölsterloh	82	Grube Eichholz II	99	Grube Mühlenberg
12	Stbr. Lahwehr KG	30	Stbr. Hillenberg	48	Braunelsensteinzug	65	Grube Tonne	83	Grube Eichholz I (auch: Mühlenbein)	100	Grube Sander
13	Grube Wiegenscheid (auch: Caspari)	31	Stbr. Hohe Lieth		Oberwalme-Wiggeringhausen	66	Grube Bleikaulen	84	Grube Grüberg II	101	Grube Lenscheid
14	Grube Franz-Ida	32	Stbr. Albers	49	Braunelsensteinzug Elpe-Steinhelle	67	Grube Felsberg	85	Grube Plattenberg	102	Grube Salz und Schmalz
15	Grube Justenberg	33	Doppelsteinbruch Kallenhardt	50	Grube Himmelreich	68	Grube Kanzlei	86	Grube Weiße Kaule		
16	Grube Churfürst Ernst	34	Grube Hubert	51	Grube Winter und Frühjahr	69	Grube Jeanette	87	Grube Antoinette		
17	Grube Josefstollen	35	Grube St. Josephus	52	Wildensteiner Gangzug	70	Grube Nüllstein	88	Grube Gute Hoffnung		
18	Stbr. Wiesenkopf	36	Grube Kupfermann	53	Grube Hütte	71	Grube Clementine	89	Kalkspat-Tagebau Am Stiggen		

Abb. 13: Vererzungen im Ost-Sauerland [4]

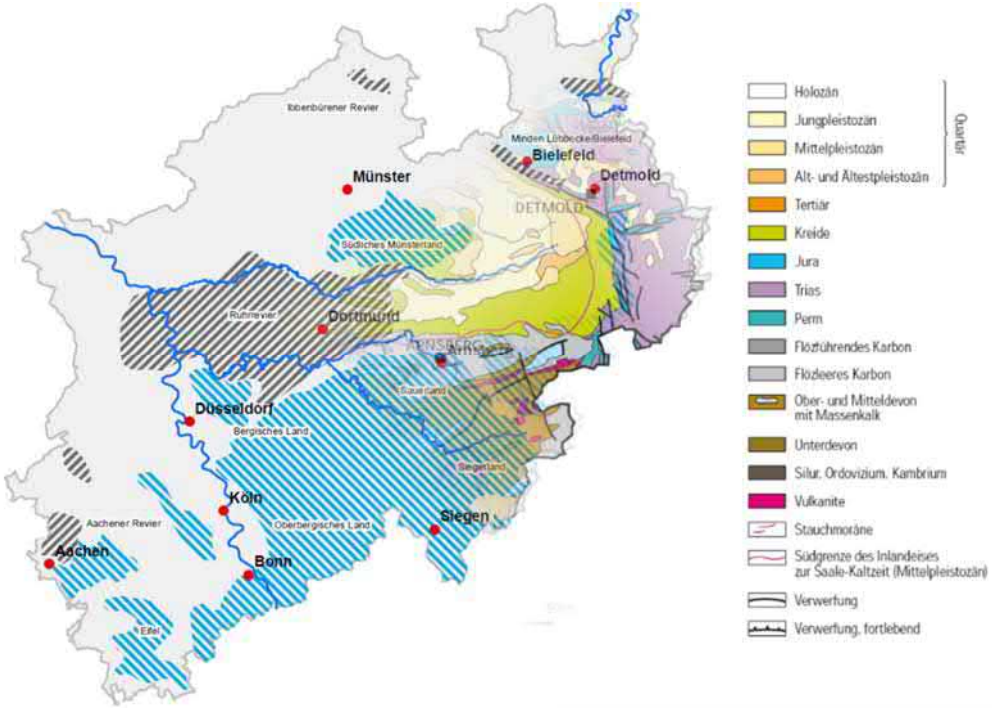


Abb. 14: Stark vereinfachte Geologie des Bergbaugebiets 3a (Sauerland Ost)[15]

In allen Gebieten sind ausreichend Bohrprofile vorhanden, um Informationen über die jeweilige Schichtenfolge bzw. Überdeckung an den Altbergbaustandorten zu erhalten.

2.5 Altbergbaugebiet 3b (Sauerland West)

Im Iserlohner Galmeibezirk wurde in den devonischen Massenkalken die ganggebunden Galmei- und Zinkspat-Vererzung abgebaut (z. B. Tiefbau von Hövel).

Zahlreiche kleine Tiefbaue gibt es ebenso westlich von Arnsberg, Balve und bei Sundern (z. B. Eisenerzgrube Rotloh) in den Ton- und Sandsteinen des Devons.

Auch in diesen Gebieten sind ausreichend Bohrprofile vorhanden, um Informationen über die jeweilige Schichtenfolge bzw. Überdeckung zu erhalten.

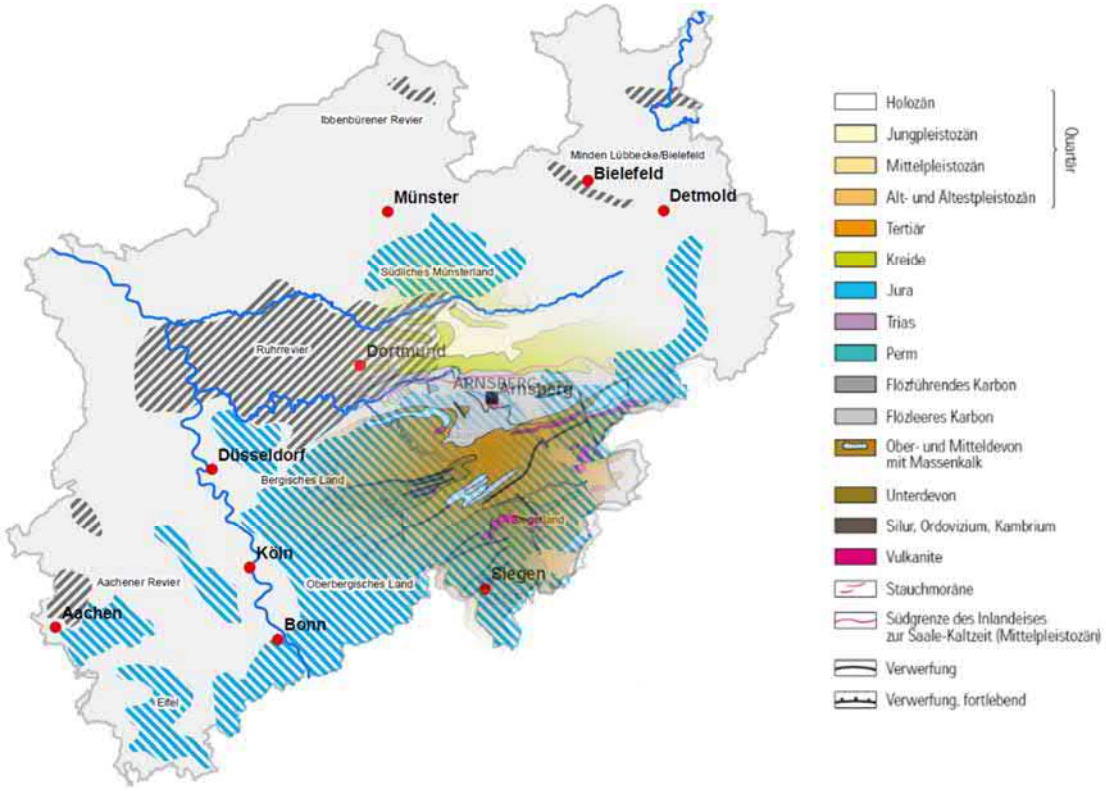


Abb. 15: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 3b (Sauerland West) [15]

Die Orientierungen der Erzgänge im Sauerland sind durch die tektonischen Strukturen des variszischen Faltenbaus vorgegeben. Neben den mit der Faltung assoziierten Klüften treten Erzgänge auch an Verwerfungen auf.

2.6 Altbergbaugebiet 4 (Siegerland)

In diesem Gebiet befinden sich der Siegerländer Erzbezirk und die Bereiche der Olper und Müsener Eisenerz-Gänge (Abb. 16). Geologisch ist das Gebiet durch das Siegener Antiklinorium geprägt. Das tektonische Inventar beinhaltet variszisch streichende Überschiebungen, Sättel und Mulden sowie Schuppenzonen. Einzelne Horststrukturen treten bei Müsen auf (Abb.17).

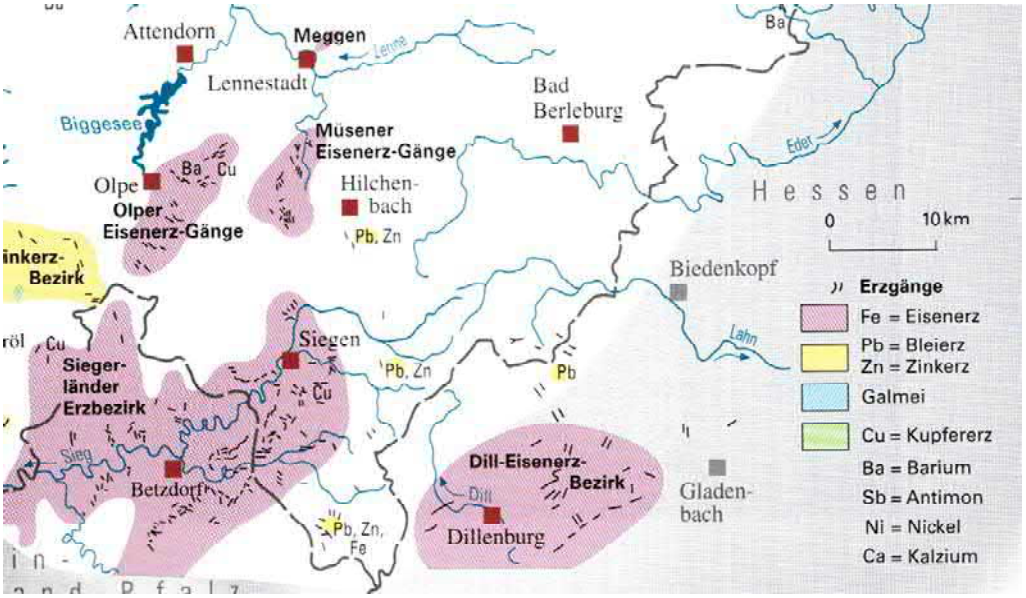


Abb. 16: Lagerstätten des Gebiets 4 Siegerland [11]

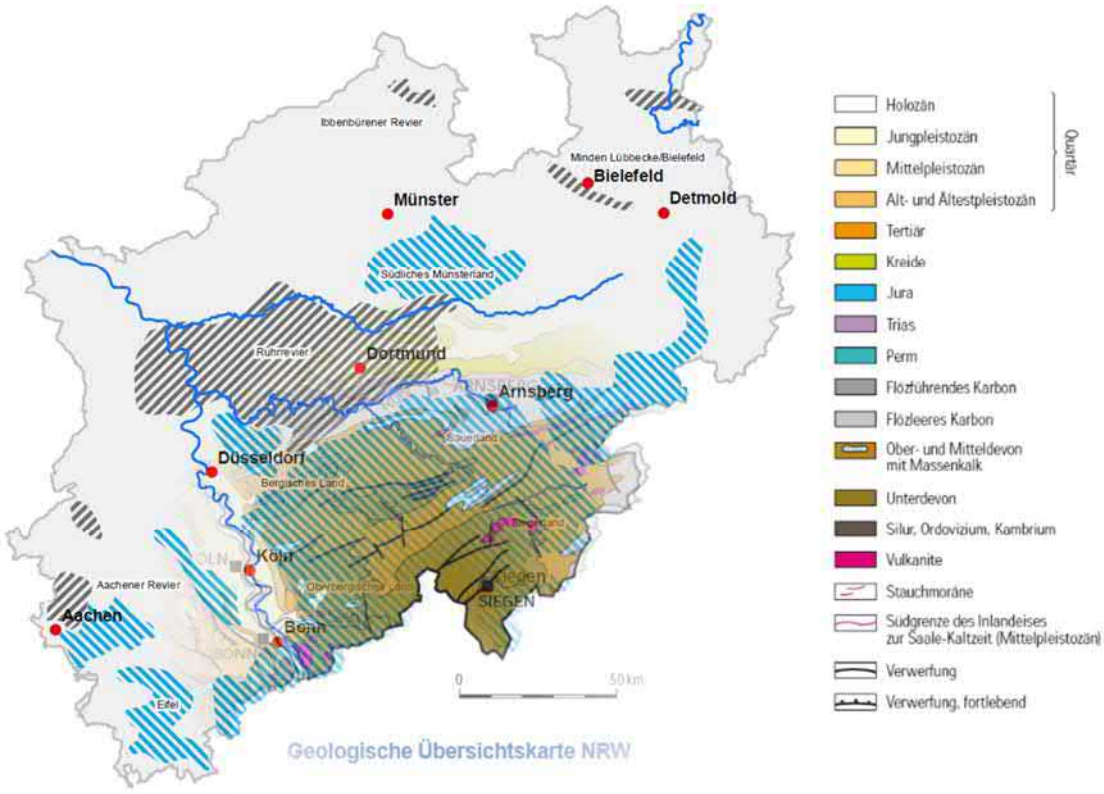


Abb. 17: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 4 (Siegerland) [15]

Erzbergbau wurde im Siegerländer Bezirk, im Olper und im Müsener Bereich auf Siderit betrieben. Die Erzgänge sind 2 m, in Ausnahmefällen bis 20 m, breite Gangfüllungen auf Störungen, die durch varizischen Strukturen geprägt sind. Die Erzgänge sind meist an Längs-, Quer- oder Diagonalklüfte

gebunden. Die systematische Orientierung der Gänge ist durch die Faltung bedingt (Abb. 18). Jedoch treten auch Störungen aus dem Tertiär mit unterschiedlichen Orientierungen auf. Im Siegener Erzbezirk wie auch im Olper und Müsener Bereich liegen die Gänge in unterdevonischen Tonschiefern.

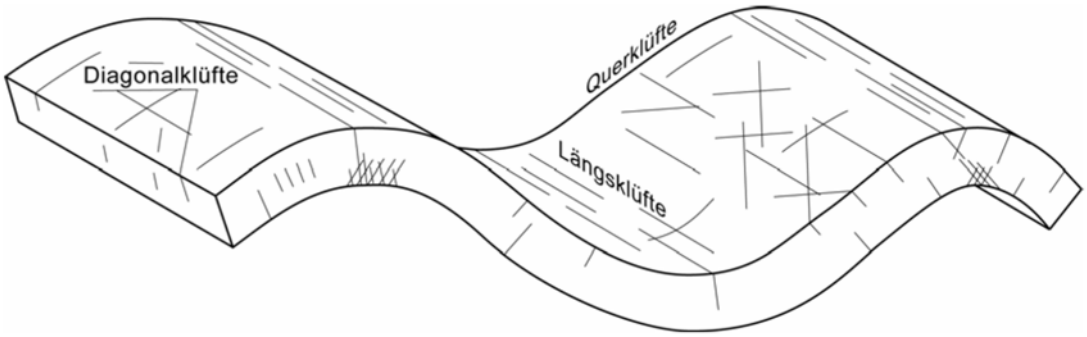


Abb. 18: Schematische Skizze der Faltenelemente im Rheinischen Schiefergebirge.

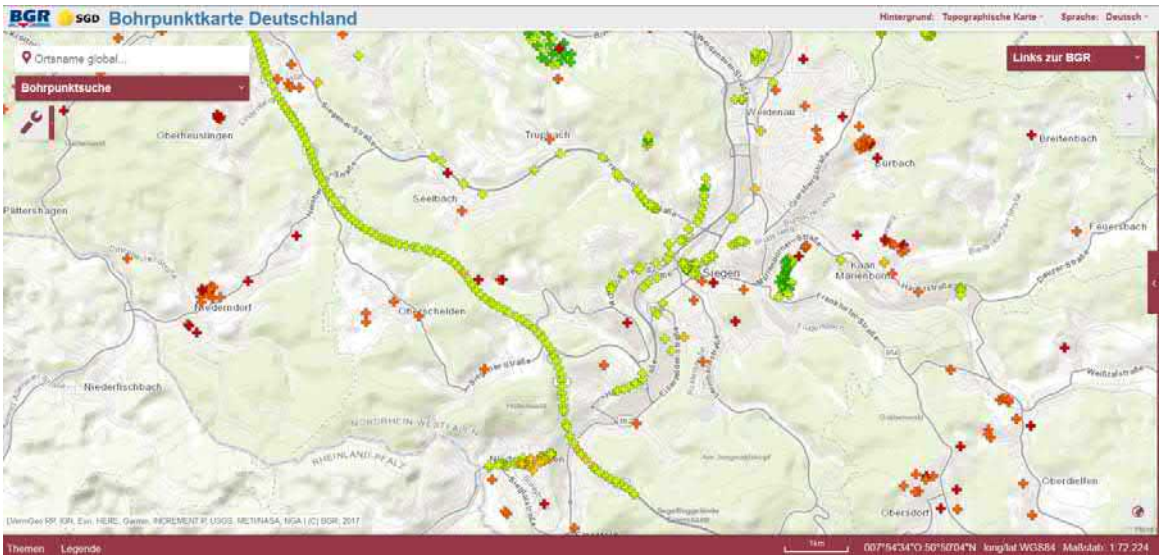


Abb. 19: Bohrungen im Bereich Siegen [14]

Im Gegensatz zum Siegener Bereich ist die Dichte der Bohrungen im Bereich Olpe/Müsen wesentlich geringer (siehe Abb. 19).

2.7 Altbergbaugebiet 5 (Eifel)

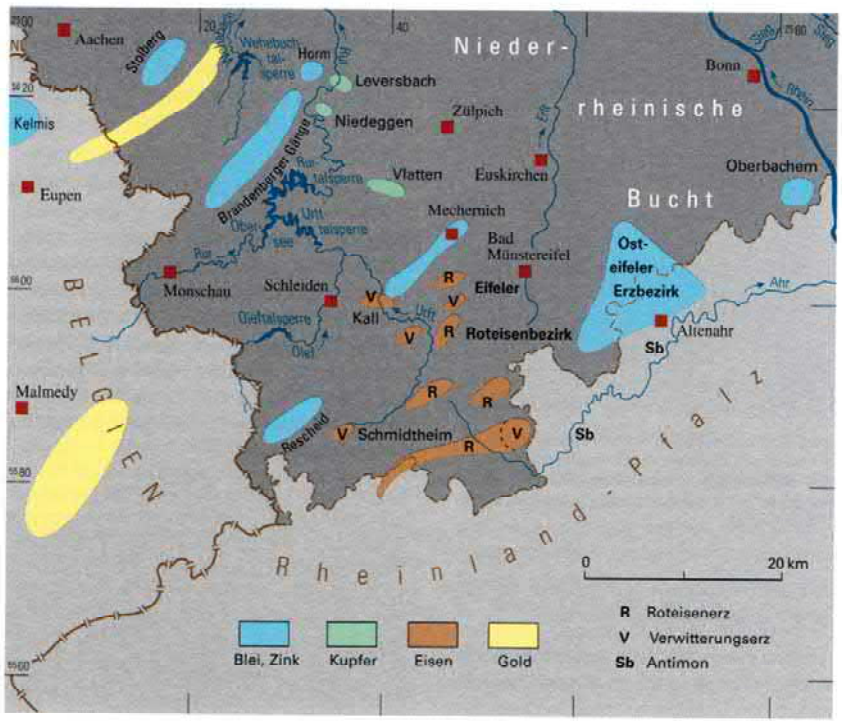


Abb. 20: Lagerstätten der Nordeifel [9]

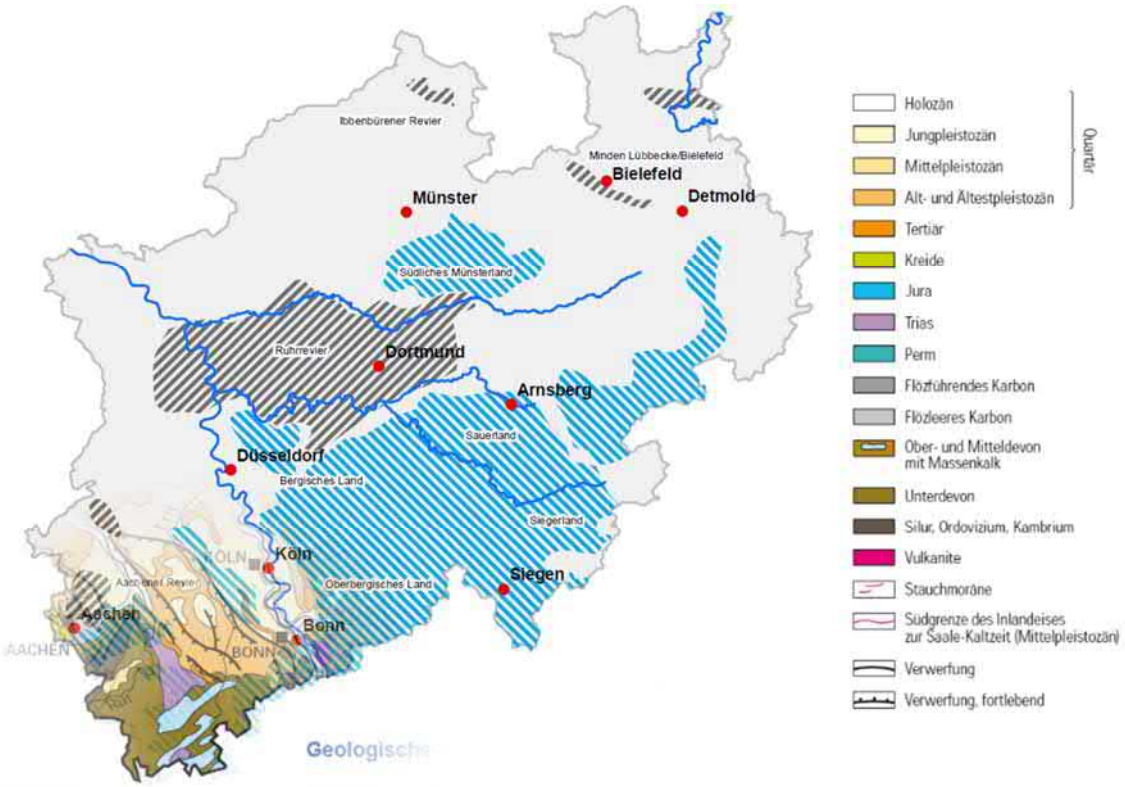


Abb. 21: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 5 (Eifel) [15]

Im Aachen-Stolberger-Revier (Abb. 20 und 21) wurden gangförmige Blei-Zink-Vererzungen abgebaut. Die hauptsächlich NW-SE streichenden Gänge sind vor allem im devonischen Massenkalk und im karbonischen Kohlenkalk abbauwürdig. Generell ist die Erzführung an Querstörungen geknüpft. Die Brandenberger Gänge streichen SW-NE und sind in den Unterdevonschichten abgebaut worden. Im Bleialf-Rescheider Gangzug mit unterschiedlichem Streichen wurde bis 1949 Bergbau betrieben, die Gänge sind bis zu 3 m mächtig. Als Beispiel wird hier die Albertsgrube 2 km östlich von Stolberg behandelt [4]. Dieser Gang streicht NW-SE und fällt mit 65° nach SE ein. Der Gang liegt in Form einer bis zu 7 m mächtigen, mineralisierten Gangbrekzie vor. Im oberen Teil liegt der Gang in stark zerbrochenen Ton- und Sandsteinen. Im tieferen Teil liegt der Gang im oberen Kohlenkalk. Abbildung 22 zeigt diese Situation.

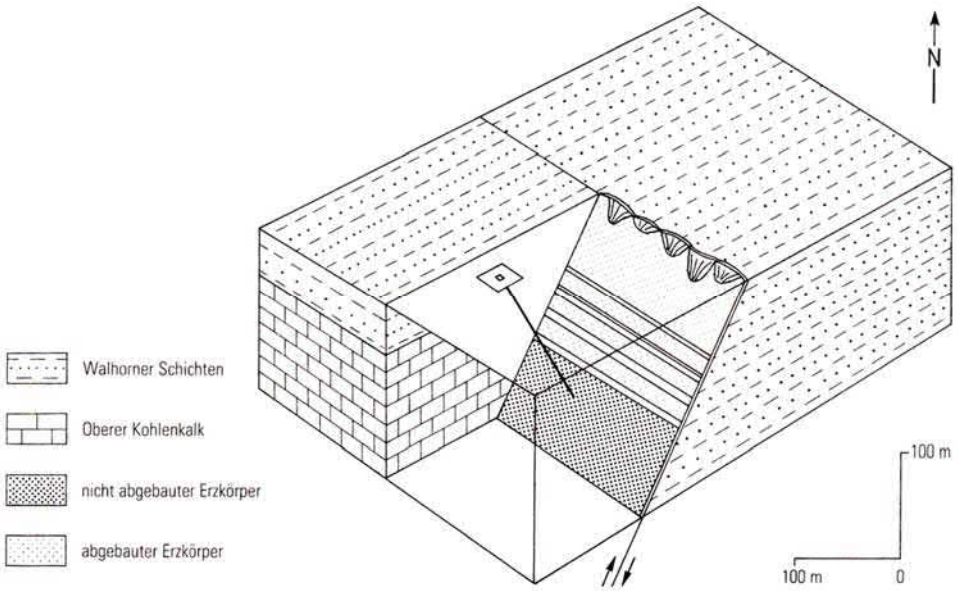


Abb. 22: Blockdiagramm der geologischen Situation bei der Albertsgrube [4]

Im Osteifeler Erzbezirk wurden Blei-Zinkerz-Gänge in devonischen Schichten abgebaut. Auch hier sind die Lagerstätten an steilstehende Störungssysteme gebunden. Abweichend davon liegt die flözartige Lagerstätte Mechernich im Mittleren Buntsandstein und fällt flach nach Norden ein. Die Blei-Zink Erzlagerstätte ist in 3 Flözen aufgeschlossen [4]. Durch Weitungsbau, Kammerbruchbau und Zapfbetrieb (Abb. 23) wurde fast die gesamte Lagerstättensubstanz gewonnen. Tagesbrüche und Bruchfelder zeugen von diesen Abbauverfahren.

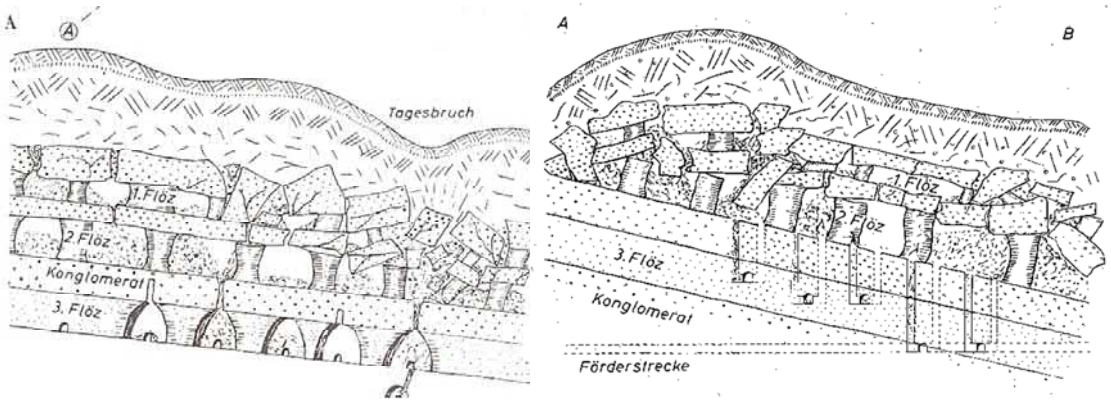


Abb. 23: Kammerbruchbau (links) und Zapfbetrieb (rechts) am Mechernicher Bleiberg [4]

Im devonischen Dolomit der Sötenicher Kalkmulde wurden Erzgänge bis auf ca. 40 m Teufe abgebaut. Daneben wurden schichtgebundene Eisen- und Manganlagerstätten abgebaut.

2.8 Altbergbaugebiet 6 (Aachener Revier)

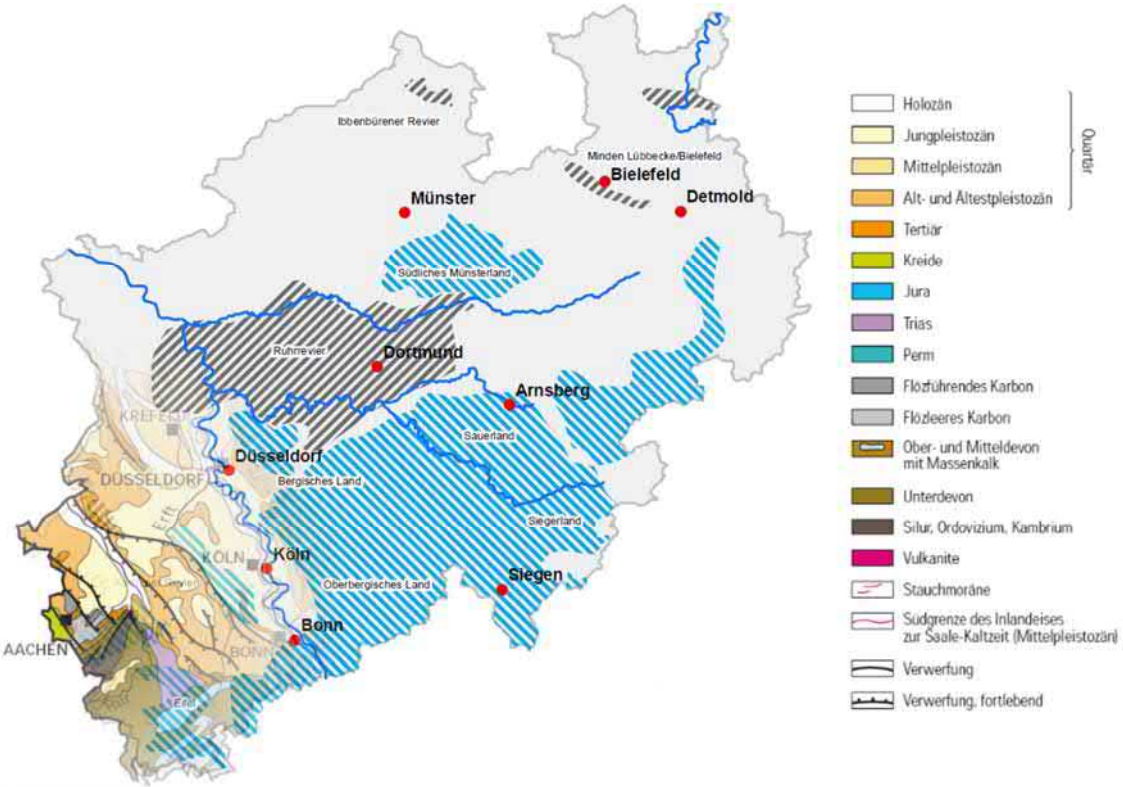


Abb. 24: Stark vereinfachte Geologische Karte des Aachener Reviers [15]

Das Aachener Revier kann in die 4 Teilreviere Niederrhein, Erkelenz, Wurm und Inde untergliedert werden. Das Inde-Revier liegt in der Indemulde, wo bis 1944 Kohlen des Westfal A abgebaut

wurden. Im grenzüberschreitenden Wurm-Revier wurde Steinkohlen des Westfal A und B unter einem Deckgebirge (Lockergesteine der Niederrheinischen Bucht) bis 1992 abgebaut.

Im Wurm- und im Inderevier (Abb. 25, Stand 1988) weisen die bauwürdigen Flöze eine Mächtigkeit um 1 m auf. Sie streichen SW – NE und fallen von 20° - 70° je nach tektonischer Situation ein.

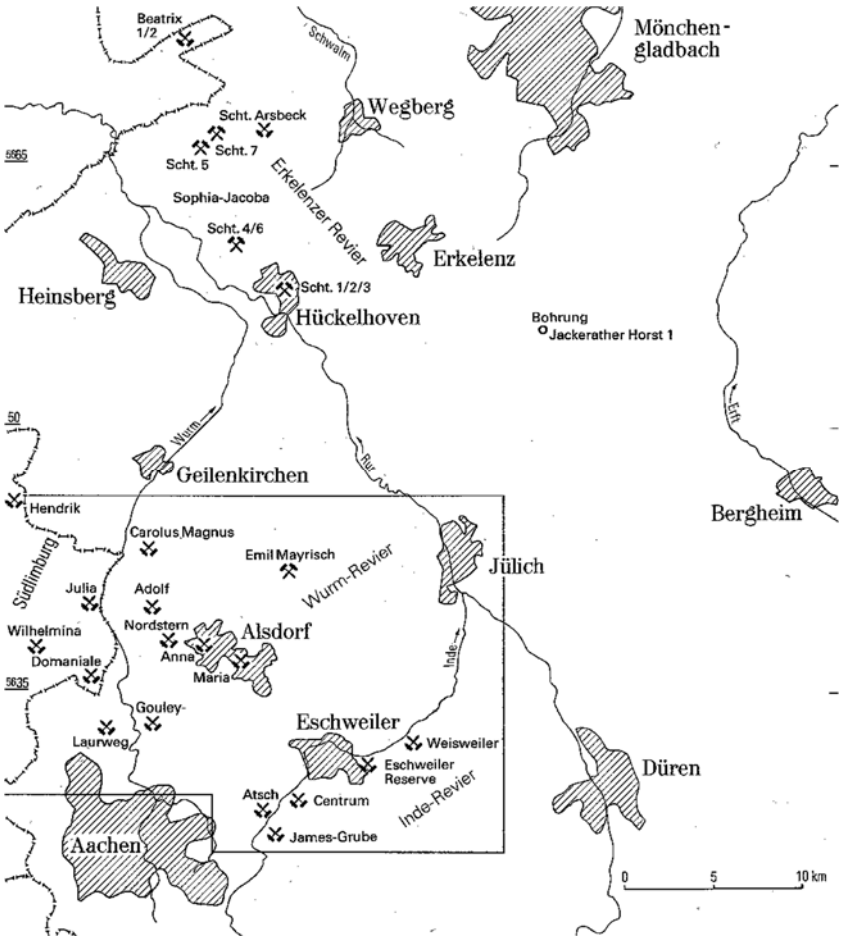


Abb. 25: Aachener und Erkelenzer Revier [6]

Das Erkelenzer Revier befindet sich im Erkelenzer Horst. Die Schichten des Karbons liegen dort ca. 1000 m höher als im der angrenzenden Niederrheinischen Bucht. Innerhalb des Horstes tritt der übliche variszische Faltenbau auf. Die Mächtigkeit der bauwürdigen Flöze beträgt bis zu 1 m. Das Einfallen der Flöze liegt bei 20° - 30°, in der Nähe von Faltenachsen aber bis 70°. Das Karbon ist von tertiären und quartären Sedimenten von mindestens 30 m überlagert.

2.9 Altbergbaugebiet 7 (Ruhrrevier)

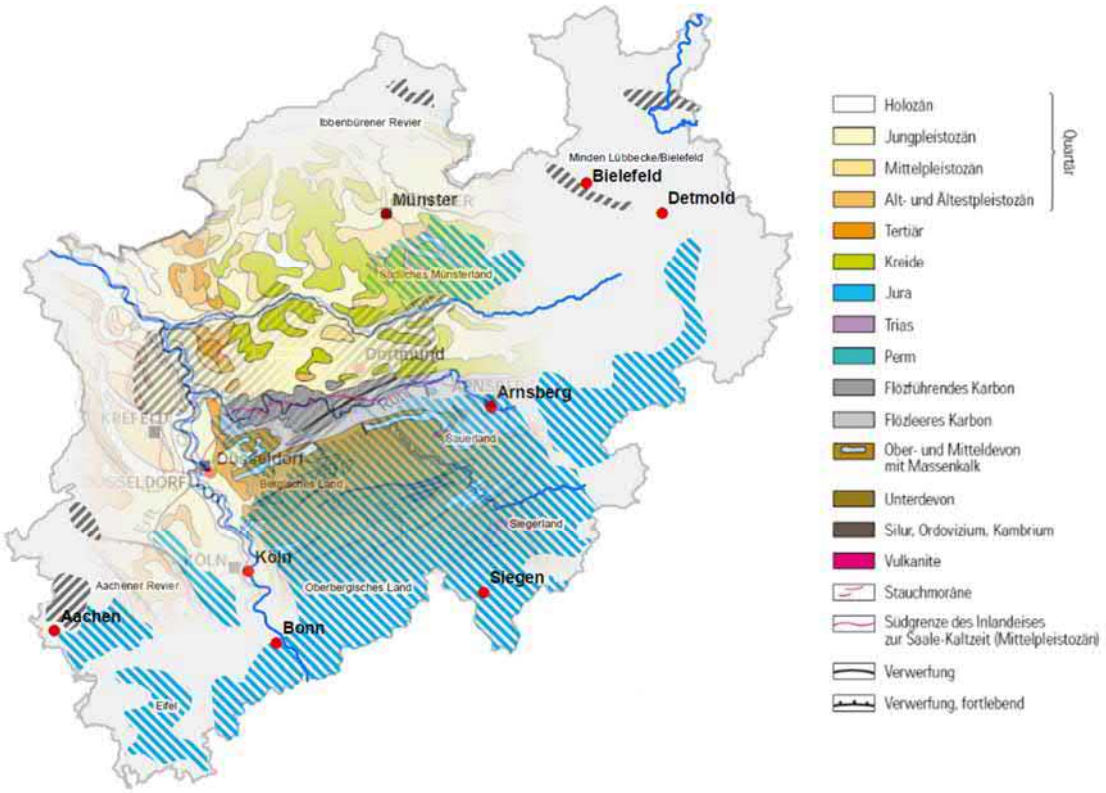


Abb. 26: Stark vereinfachte Geologische Karte des Ruhrreviers und des angrenzenden Münsterlands [15]

Das Altbergbaugebiet Ruhrrevier erstreckt sich von Hamm bis Kamp-Lintfort, also über eine Distanz von mehr als 80 km in EW-Richtung und eine NS-Erstreckung von inzwischen auch mehr als 40 km. Es stellt den tektonisch stärker beanspruchten südlichen Teil der Karbonlagerstätte Ruhr dar.

In der Regel handelt es sich bei der Faltung um mehr oder weniger steil aufgerichtete, spezialgefaltete geologische Sättel und dazwischenliegende mehrere Kilometer breite flache geologische Mulden. Nach Norden nimmt die Faltungsintensität allmählich ab. Das Kreidedeckgebirge setzt ungefähr im Bereich der A40 ein und nimmt nach N schnell an Mächtigkeit zu. Der tagesnahe Kohlenbergbau ist somit auf die Zone von Sprockhövel bis zur A40 begrenzt.

Die oberflächennahe Lagerstätte ist durch eine Vielzahl von Bergwerken über kleinere seigere und tonnlägige Tagesschächte aufgeschlossen und abgebaut worden, schwerpunktmäßig ab dem frühen 19. Jahrhundert bis in die Zeit nach dem 2. Weltkrieg, die natürliche Entwässerung erfolgte durch Erbstollen zur Ruhr. Auf eine detaillierte Erläuterung der relevanten tagesnahen Grubenbaue wird hier verzichtet und auf die Prinzipdarstellung in Abbildung 27 verwiesen.

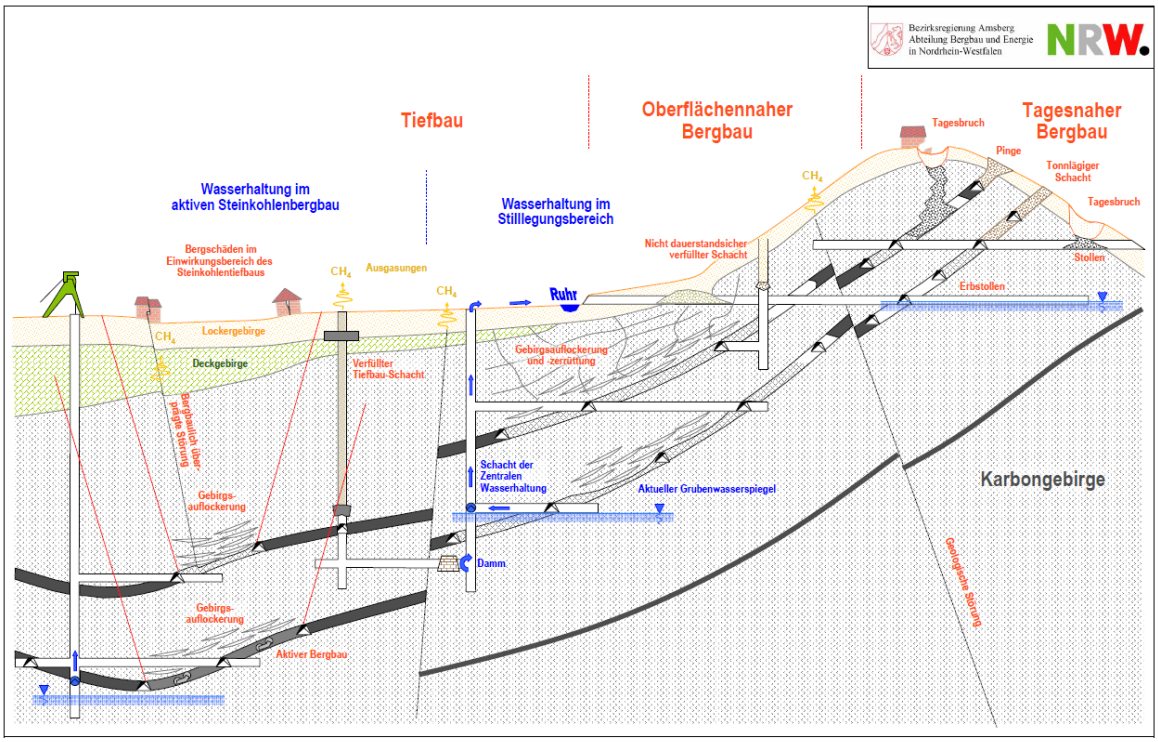


Abb. 27: Grubenbaue des Ruhrreviers [13]

2.10 Altbergbaugebiet 8 (Münsterland)

Der Altbergbau stammt aus dem Abbau von Strontianit im mittleren Münsterland nördlich der Lippe bei Hamm. Unter holozänen und pleistozänen Sedimenten stehen dort die Gesteine des Campans an. Diese umfassen Kalksteine, Mergelkalksteine, Kalkmergelsteine und Tonmergelsteine. Die Lagerung der Gesteine ist generell söhlig, jedoch tritt auch geneigte Lagerung durch Turbidite, Tempestite und submarine Rutschungen auf.

Zwischen Drensteinfurt und Oelde sind in campanen Schichten der Oberkreide über 1.000 Stontianitgänge bekannt. Sie verlaufen überwiegend in NW- und NE-Richtung und haben eine Erstreckung von wenigen hundert Metern bis zu mehreren Kilometern. Zur Tiefe hin lassen sich die steilen Gänge einige Zehnermeter, teilweise auch 100 m verfolgen [7]. Diese an Störungen in der Kreide gebundene Lagerstätte umfasst Gangmächtigkeiten von maximal 3 – 4 m, üblicherweise sind jedoch Mächtigkeiten von nur 0,25 – 0,5 m. Die Gänge fallen steil mit 65° bis 80° ein [2].

Über 2000 Gruben mit einer maximalen Teufe von 110 m sind bekannt. Details des Strontianitabbaus im Münsterland sind in der Publikation von Dölling & Lenz [2] dargestellt.

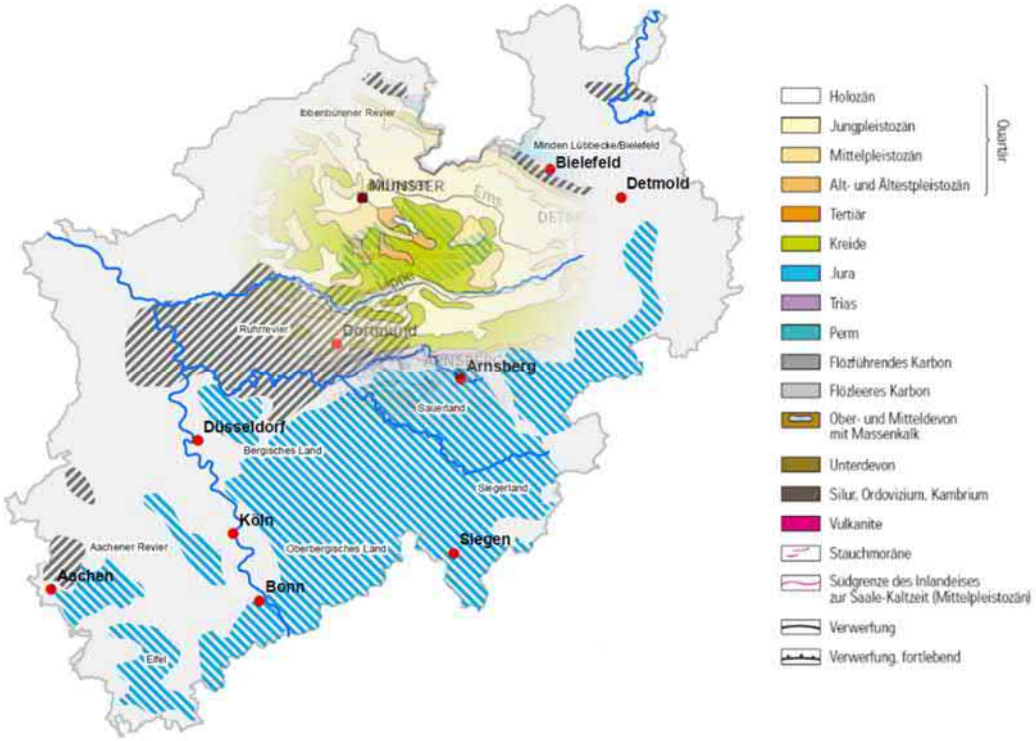


Abb. 28: Stark vereinfachte Geologische Karte des Altbergbaugebiets 8 (Münsterland) [15]

Der Abbau erfolgte oft oberflächennah entlang der Gänge, die Abbauteufe war dann durch den hohen Grundwasserstand bei ca. 2 m unter GOK begrenzt. Größere Fördermengen wurden durch untertägigen Abbau erreicht. Dölling & Lenz beschreiben in [2] den Aufschluss der Lagerstätte am Beispiel des Schachts Bernhard bei Drensteinfurt – Ahlen (s. Abb. 30). Über 10 – 35 m tiefe, seigere Haspelschächte (1 m x 2 m Querschnittsfläche) wurde die Lagerstätte aufgeschlossen und dann flächenhafter Abbau im Streichen der Gänge betrieben.

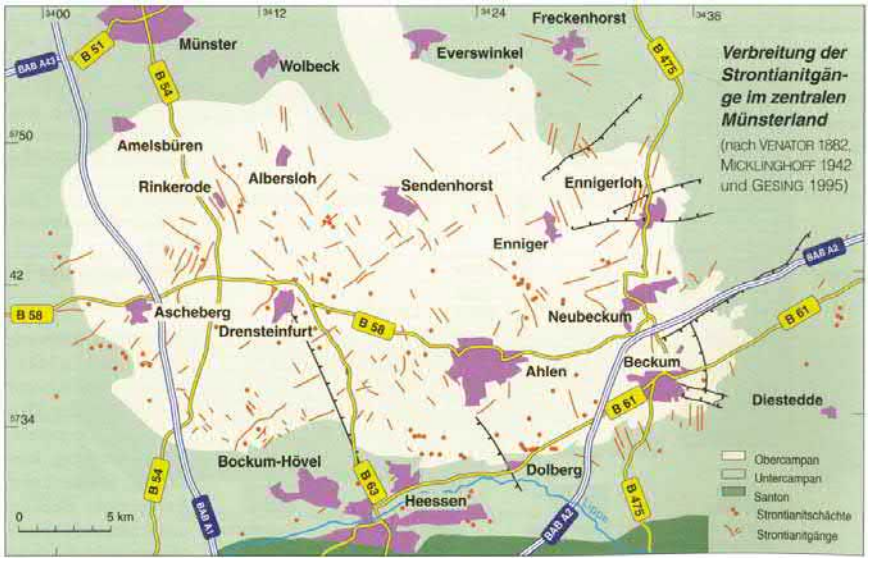


Abb. 29: Verbreitung der Strontianitgänge im Münsterland [2]

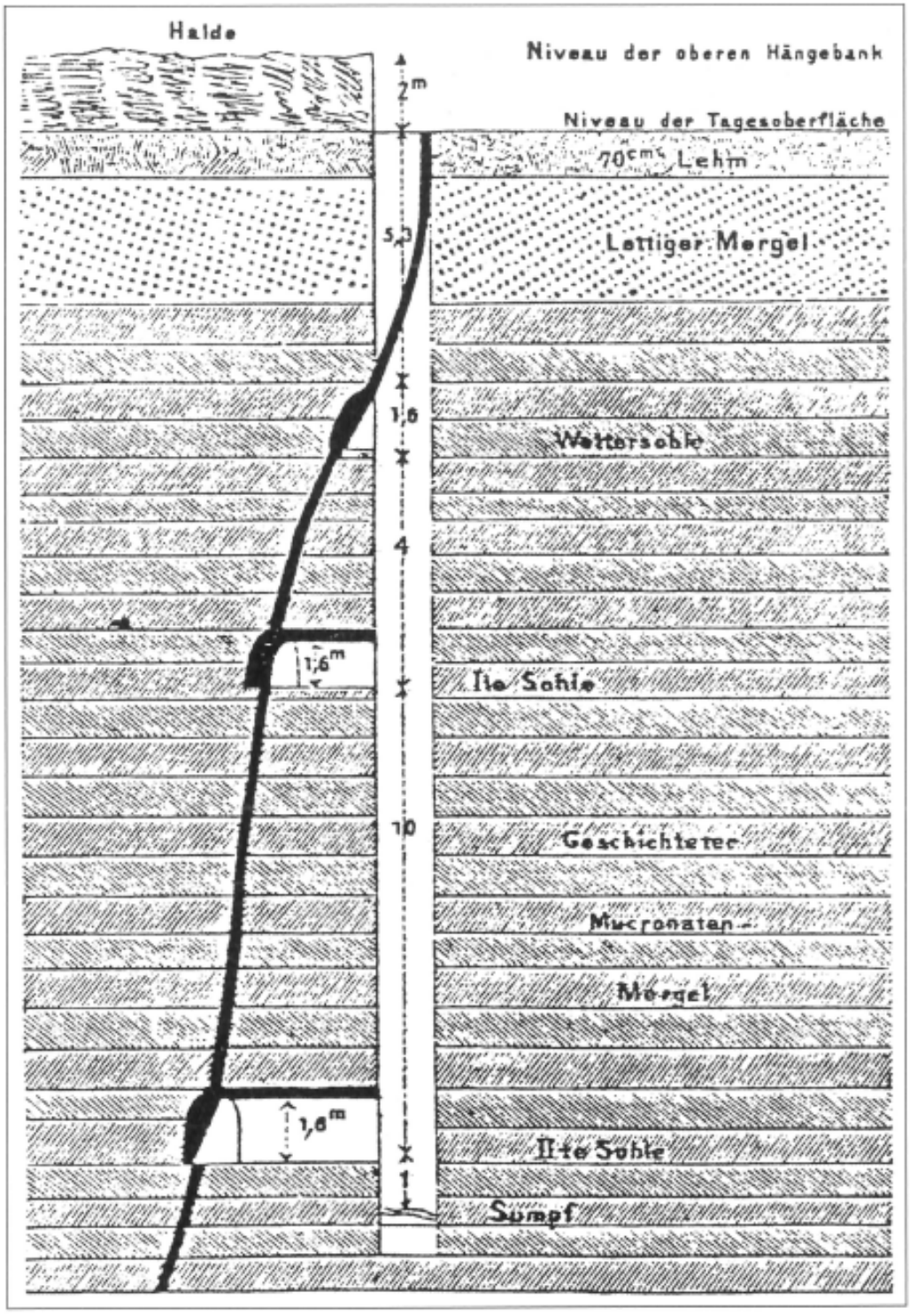


Abb. 30: Profil des Schachts Bernhard bei Ahlen – Drensteinfurt [2]

2.11 Altbergbaugebiete 9 und 10 (Bergisches und Oberbergisches Land)

Die Altbergbaugebiete Bergisches und Oberbergisches Land umfassen die kleinen Lintorfer, Schwelmer und Velberter Erzbezirke, weiter südlich im Wesentlichen den Bensberger und den Bergischen Blei-Zink-Bezirk (siehe Abb. 31).

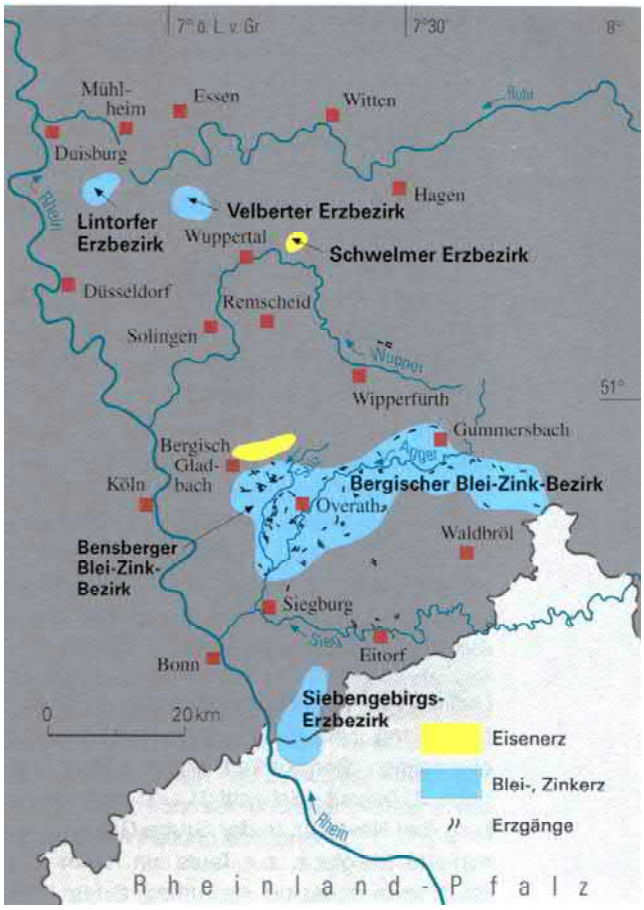


Abb. 31: Erzbezirke des Bergischen Landes [10]

Der Bergische Blei-Zink-Bezirk ist wie meist im Rheinischen Schiefergebirge durch Vererzungen auf tektonischen Elementen charakterisiert (Abb. 31). Diese Gänge sind meist NW-SE oder N-S orientiert. Die Mächtigkeit der Gänge im Ostteil dieses Bezirks reicht von Dezimeter bis mehrere Meter.

Im Bensberger Blei-Zink-Bezirk sind keine präferierten Streichrichtungen der Gänge zu erkennen (Abb. 32). Die Gänge sind bis zu 40 m mächtig und liegen in Sand-, Silt- und Tonsteinen des Unterdevons (Bensberger Schichten). Das Gebiet kann tektonisch durch eine flache Sattelstruktur beschrieben werden. Viele Erzgänge sind Teil von ENE-WSW streichender Störungen [4]. Es wird besonders auf die intensive Verwitterung der Oberflächenbereiche hingewiesen.

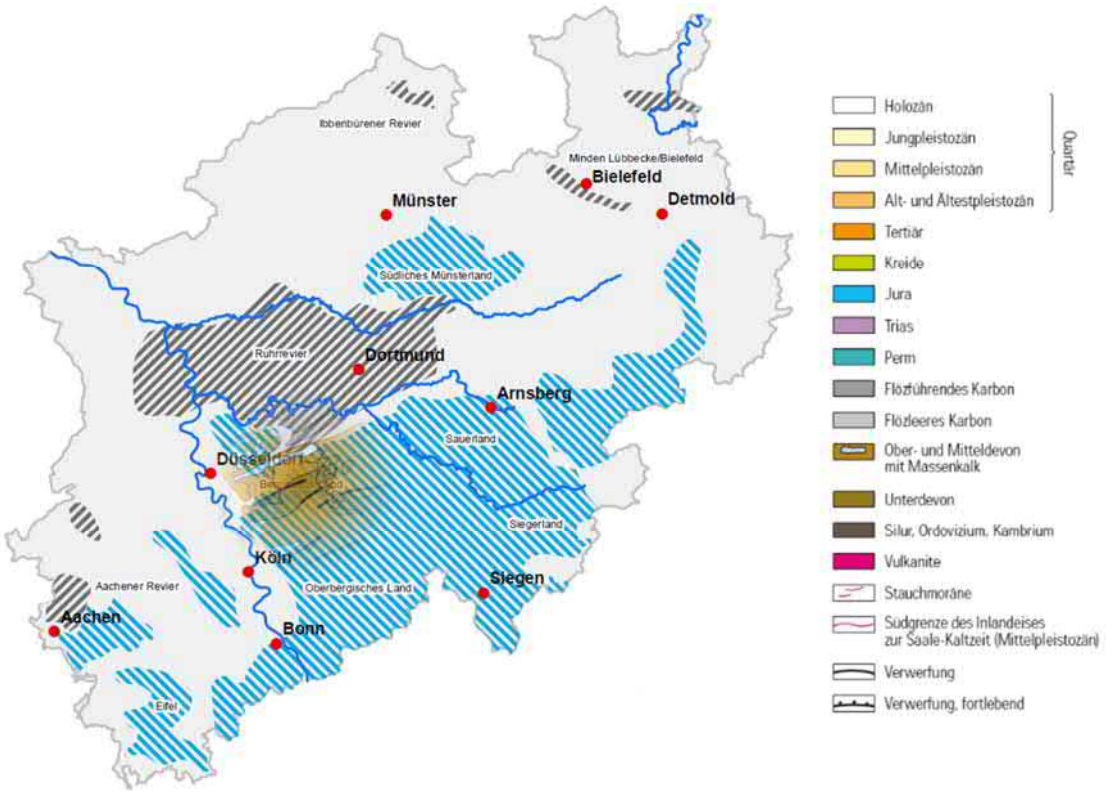


Abb. 32: Stark vereinfachte Geologische Karte der Altbergbaugebiete 8 und 9 (Bergisches und Oberbergisches Gebiet) [15]

Als Beispiel für Altbergbau in diesem Gebiet wird auf die Grube Silberkaule bei Federrath im Oberbergischen Gebiet verwiesen. Der Erzgang ist ca. 600 m lang, bis zu 12 m breit und wurde bis auf eine Teufe von 176 m aufgeschlossen. Der Gang fällt ca. 70° nach N ein. Die Grube ist in Abbildung 33 in schematischen Schnitten dargestellt.

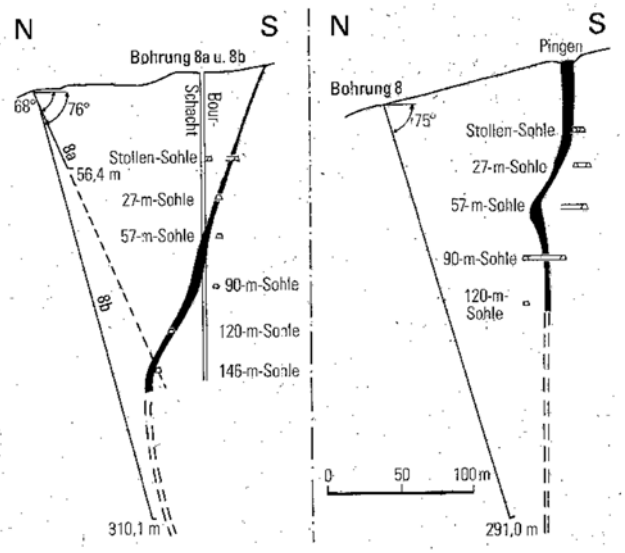


Abb. 33: Schnitt durch die Grube Silberkaule [4]

2.12 Systematische Modellierung ehemaliger Grubenbaue

Für jedes der 10 Altbergbaugebiete liegen sehr gut verwertbare Informationen aus geologischen Karten und Fachliteratur vor. Für jedes Gebiet kann deshalb ein geologisches Systemmodell erstellt werden.

Diese Modelle wurden mit einem numerischen 3D-Programm erstellt. Die Mächtigkeiten der einzelnen Schichten können dabei nur bedingt aus der Bohrdatenbank von BGR / GD NRW [14] extrahiert werden. Weder dort noch in der SATÖB-Datenbank sind die geotechnischen Merkmale dieser Schichten verfügbar. Eine Beurteilung der Gefährdung durch tagesnahen Altbergbau in diesen Altbergbaugebieten kann somit nur über solche Systemmodelle erfolgen. Diese Systemmodelle bilden typische Lagerstätten und typische geologische Verhältnisse nach.

Beispiele für tagesnahe bergbaubedingte Hohlräume sind für den Erzbergbau (Abb. 34) und den Kohlenbergbau (Abb. 35) nachfolgend dargestellt.

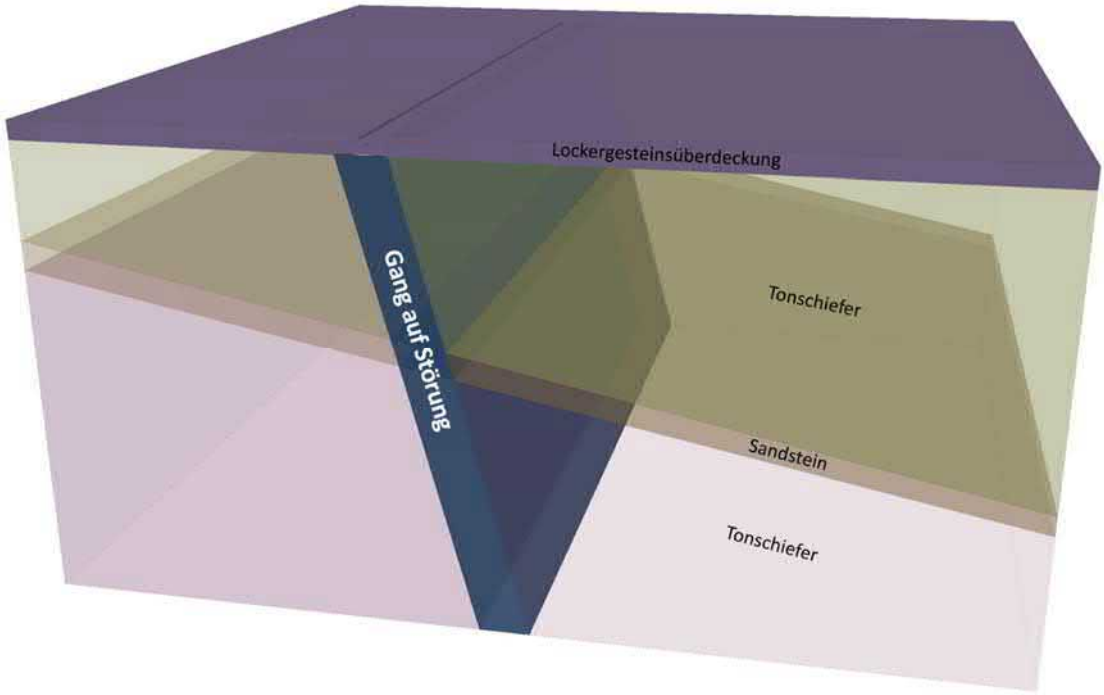


Abb. 34: Schematische 3D-Ansicht eines Altbergbaus auf Erz (Typ Siegerland)

Eine an eine Störung gebundene Erzlagerstätte im Schiefergebirge fällt steil ein und durchschlägt die geneigt gelagerten Nebengesteine Tonschiefer und Sandstein. Die Ganglagerstätte wird im Streichen abgebaut.

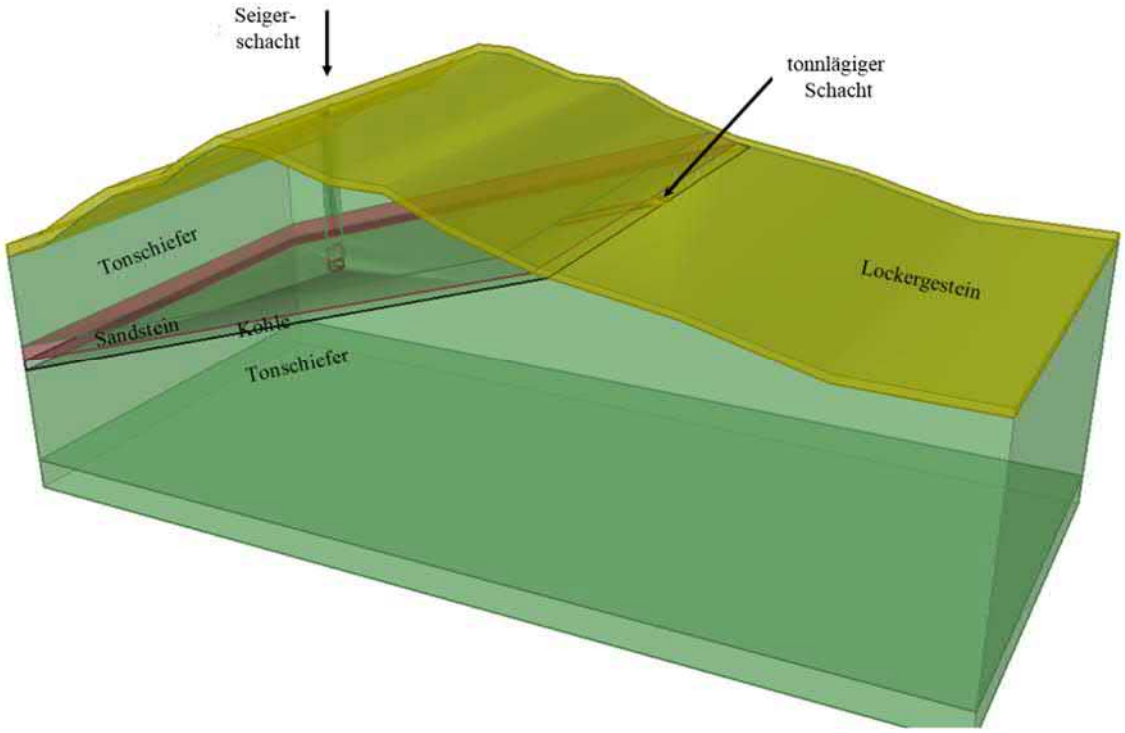


Abb. 35: Schematische 3D-Ansicht eines Altbergbaus auf Kohle (Typ Ruhrrevier)

In Abbildung 35 ist ein Kohleflöz mit typischen Nebengesteinen dargestellt, das von der Oberfläche flach geneigt einfällt. Die Lagerstätte ist durch einen seigeren und einen tonnlägigen Schacht aufgeschlossen und wird im Streichen abgebaut. Der Ausbiss ist durch eine dünne Lockergesteinsschicht überdeckt.

3 Untertägige Hohlräume

In den folgenden Kapiteln werden die unterschiedlichen Hohlräume und ihre Besonderheiten in Form, Struktur und Lage, so wie sie bei der Gewinnung von Bodenschätzen im Untergrund zurückgeblieben sind, unter geotechnischen Gesichtspunkten untersucht, wie sie im Bauwesen Anwendung finden.

Natürlich entstandene Hohlräume, z. B. durch Auslaugungsvorgänge, werden hier nicht behandelt, da sie eine andere Entstehungsgeschichte besitzen, andere Spannungszustände im Untergrund erzeugen und damit in der Regel eine völlig andere Gefährdung für die Tagesoberfläche darstellen.

Dies ergibt sich aus der nicht definierbaren flächigen und räumlichen Ausdehnung des geogenen Hohlraums in Verbindung mit unterschiedlich mächtiger Überdeckung von unterschiedlicher Festigkeit. Daher ist der Bruchkörper nicht zu definieren und das Versagen des Gebirges nur allgemein, aber nicht eindeutig mechanisch beschreibbar.

Grundsätzlich sind bei geometrischen Abmessungen der zu betrachtenden Hohlräume aus der Gewinnung von Bodenschätzen zu unterscheiden:

- örtlich begrenzte Hohlräume (z. B. Stollen, Strecken) mit kreisrunder, ovaler oder rechteckiger Querschnittsform und
- flächenhaft vorhandene Hohlräume (z. B. Abbaufelder) mit rechteckiger Querschnittform, deren lichte Höhe L deutlich kleiner ist als deren Breite B (B >> L)

Bei der Struktur des Hohlraums wird unterschieden nach der Bauart und der Art und Zusammensetzung des umgebenden Gebirges. So sind grundsätzlich zu unterscheiden:

- Hohlräume im Lockergestein mit und ohne Ausbausicherung
- Hohlräume im Festgestein mit und ohne Ausbausicherung

Hohlräume im Festgestein werden im Kapitel 4 und Hohlräume im Lockergestein in Kapitel 5 betrachtet.

Für eine mögliche Gefährdung der Tagesoberfläche durch untertägige Hohlräume kommt der Tiefe des Hohlraums eine besondere Bedeutung zu. Es ist naheliegend, dass tiefliegende Hohlräume für die Stabilität der Geländeoberfläche ein deutlich geringeres Risiko als oberflächennahe Hohlräume darstellen.

4 Geotechnische Grundlagen Festgestein

Nachfolgend sind die wesentlichen geotechnischen Grundlagen für das anstehende Festgestein der verschiedenen Altbergbaureviere dargestellt. Dieses stellt in der Regel die direkte Umgebung des Bodenschatzes in der Lagerstätte dar.

4.1 Auflockerungsfaktoren und Verbruchhöhen

Auflockerungsfaktoren beschreiben die Volumenzunahme der Hangendschichten beim Zerbrechen. In Abhängigkeit von der Auflockerung der verbrechenden Hangendschichten und der Felsüberlagerung stellt sich ein Tagesbruch ein oder der Verbruch läuft sich tot. Die Auflockerung wird über den Auflockerungsfaktor k definiert:

$$k = \frac{V_B}{V} - 1 \qquad \text{in \% oder als Absolutzahl.}$$

oder

$$k = \frac{V_B}{V} \qquad \text{in \% oder als Absolutzahl.}$$

mit: k = Auflockerungsfaktor
V_B = das Volumen der aufgelockerten (verbrochenen) Hangendschichten
V = Volumen der in situ Hangendschichten

Auflockerungsfaktoren sind von folgenden geologischen Eigenschaften abhängig:

- Gesteinsdruckfestigkeit:
  Festes Gestein[3] weist eine höhere Auflockerung beim Zerbrechen als gering festes Gestein auf.
- Fallhöhe beim Verbruch:
  Der Kluftkörper kann beim Fall rotieren, wenn die Fallhöhe des verbrechenden Hangenden größer als die Breite des Kluftkörpers ist. Das Volumen verbrochener Hangendschichten ist dann größer als bei einem „ebenen" Fall.
- Kluftkörperform:
  Plattenartige Kluftkörper führen zu kleineren Auflockerungsfaktoren als prismatische Kluftkörper.

[3] Die in diesem Kapitel verwendete Nomenklatur entspricht der DIN EN ISO 14689-1 (2011)

a) Gesteinsdruckfestigkeit

Palchik [28] analysierte Tagesbrüche im Steinkohlenrevier des Donezbeckens. Die Mächtigkeit h der Kohlenflöze liegt dort zwischen 0,6 m und 2,4 m und ist somit vergleichbar mit den Flözen des Ruhrreviers. Die dortigen Hangendschichten bestehen aus karbonischen Siltsteinen und Sandsteinen und sind somit ebenfalls vergleichbar zu den Hangendschichten des Ruhrkarbons.

Seine statistischen Erhebungen stellen unter anderem das Verhältnis Verbruchhöhe H zur Flözmächtigkeit h in Abhängigkeit zur Gesteinsdruckfestigkeit dar (Abb. 36). Ergänzend wird dort der Auflockerungsfaktor k in Abhängigkeit zur Gesteinsdruckfestigkeit dargestellt.

Nach Palchik liegt der minimale Auflockerungsfaktor bei ca. 1,25 und kann mit zunehmender Druckfestigkeit im Bereich von 25 MPa bis 150 MPa bis 1,61 ansteigen. Die Druckfestigkeiten der Gesteine des Ruhrkarbons liegen zwischen 28 MPa und 165 MPa (siehe Kapitel 0). Für die Tonschiefer des Ruhrkarbons mit Festigkeiten zwischen 28 MPa und 81 MPa ist demnach ein Auflockerungsfaktor k zwischen 1,26 und 1,48 zu erwarten. Die damit verbundene maximale Verbruchhöhe H beträgt nach Abbildung 36 ca. 3,7 x h.

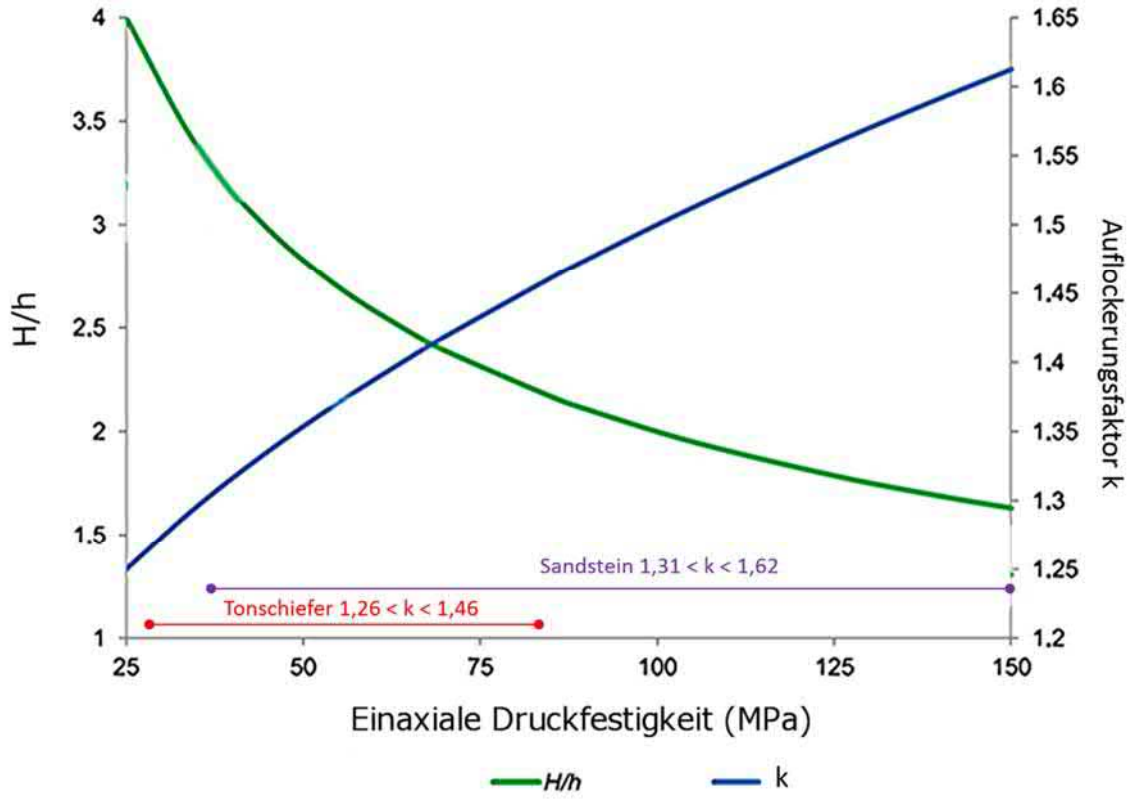


Abb. 36: Auflockerungsfaktor k und normierte Verbruchhöhe H/h als Funktion der einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit [28] (ergänzt um Druckfestigkeiten Ruhrkarbon)

b) Trennflächenabstand und Fallhöhe

Nach Esterhuizen und Karacan [23] hängt der Auflockerungsfaktor k vom Trennflächenabstand b und der Fallhöhe beim Verbruch ab. Können die Kluftkörper beim Verbruch, d. h. beim Hineinbrechen in einen Hohlraum, rotieren, dann ergibt sich ein hoher Auflockerungsfaktor k. Die Rotation wird durch eine größere Fallhöhe a begünstigt.

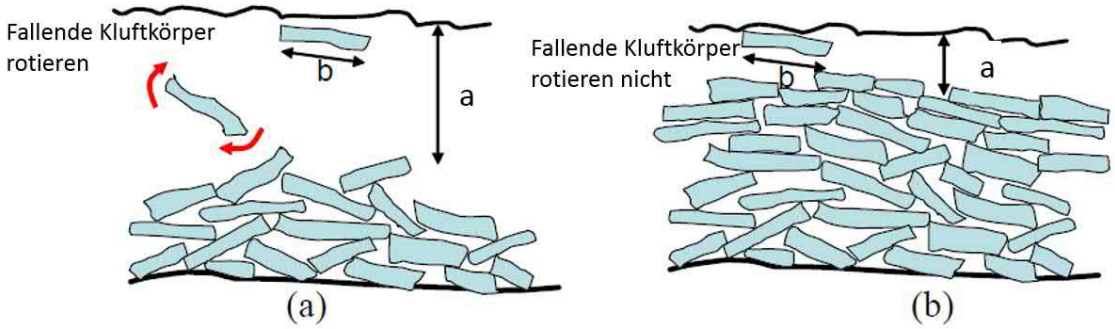


Abb. 37: Effekt der Fallhöhe h auf das Porenvolumen des Verbruchs [23], (übersetzt aus dem Englischen)

Bei einer großen Fallhöhe rotieren die Kluftkörper mit der Breite b und führen zu einem großen Porenvolumen, d. h. einem hohen Auflockerungsfaktor (Abb. 37a). Eine geringe Fallhöhe führt zu einem kleineren Porenvolumen (Abb. 37b) und somit zu einem niedrigeren Auflockerungsfaktor. Der Zusammenhang zwischen Auflockerungsfaktor, Fallhöhe und Kluftkörperbreite ist in der folgenden Abbildung 38 dargestellt.

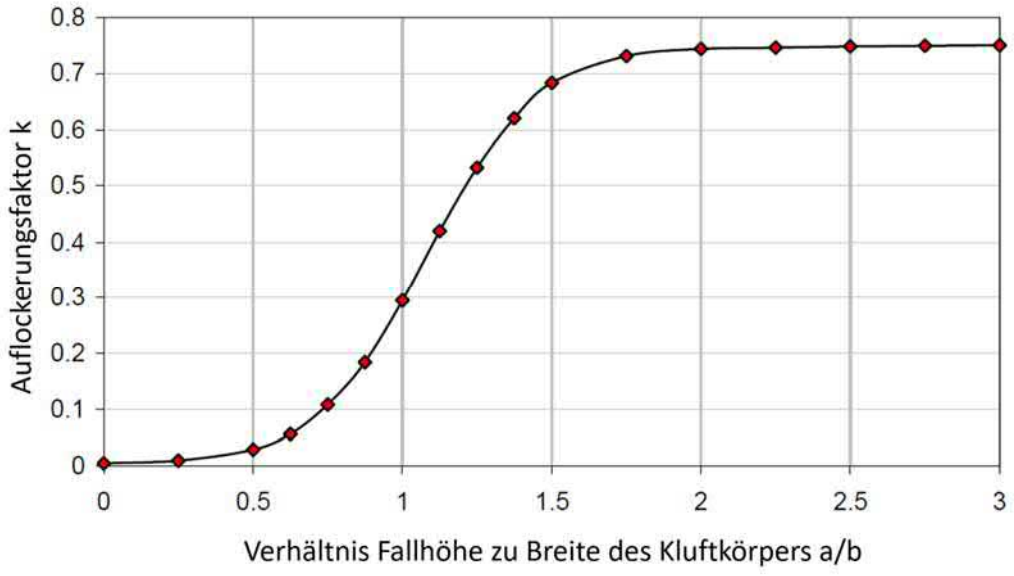


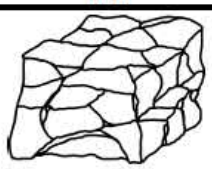
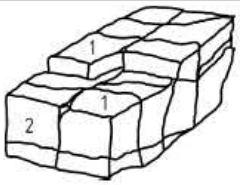
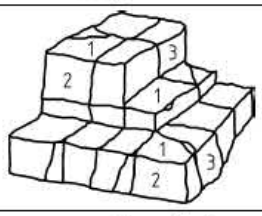
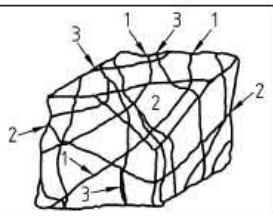
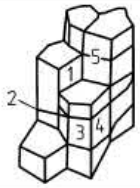
Abb. 38: Auflockerungsfaktor k als Funktion der Fallhöhe a und der Kluftkörperbreite b [23], (übersetzt aus dem Englischen)

c) Form und Dimension von Kluftkörpern

Die Form und Dimension der einbrechenden Kluftkörper haben ebenfalls Einfluss auf den Auflockerungsfaktor k. Nach DIN EN ISO 14-689-1 [22] können die Formen der Kluftkörper nach Tabelle 2 beschrieben werden. Für die meisten Nebengesteine in den Altbergbaugebieten in Nordrhein-Westfalen sind folgende Beschreibungen zutreffend.

- Tonschiefer, Mergelstein: tafelförmig bis prismatische Gesteinskörper
- Sandstein, kalkiger Mergelstein, Kalkstein: prismatische bis gleichmäßige Gesteinskörper

Tab. 2: Bezeichnungen zur Beschreibung von Gesteinskörpern [22]

Bezeichnung	Bild	Beschreibung
a) vielflächiger Gesteinskörper		ungleichförmige Trennflächenschar, geringer Durchtrennungsgrad
b) tafelförmiger Gesteinskörper		eine vorherrschende, parallel verlaufende Trennflächenschar (1) mit nicht durchgehenden Klüften; Dicke viel geringer als Länge oder Breite
c) prismatischer Gesteinskörper		zwei vorherrschende Trennflächenscharen (1 und 2) mit einer dritten unregelmäßigen Trennflächenschar; Dicke viel geringer als Länge oder Breite
d) gleichmäßiger Gesteinskörper		drei vorherrschende Trennflächenscharen, die ungefähr senkrecht zueinander verlaufen (1, 2 und 3), mit teilweise unregelmäßigen Trennflächen
e) rhombischer Gesteinskörper		drei (oder mehr) vorherrschende gegen einander geneigte Trennflächenscharen (1, 2 und 3)
f) säulenförmiger Gesteinskörper		mehrere, gewöhnlich mehr als drei, durchsetzende parallele Trennflächenscharen (1, 2 , 3 , 4 , 5), die oft von unregelmäßigen Trennflächen geschnitten werden; Länge viel größer als Breite und Dicke

Sedimentgesteine weisen meist ein regelmäßiges Verhältnis von Bankmächtigkeit zu Kluftabstand auf. Die Kombination der Bankmächtigkeit mit dem Abstand der verschiedenen Klüfte definiert

gleichzeitig die Form der Gesteinskörper (Tab. 2) und deren Dimensionen. Abbildung 39 zeigt diese Beziehung für einen Kalksteinaufschluss aus Rüdersdorf (Brandenburg) auf. Hier wurde für verschiedene Bankmächtigkeiten (Abstand der Schichtflächen) der jeweils lotrechte Abstand der drei Klüfte gemessen. Kluftscharen 1 und 2 sowie die Schichtung stehen senkrecht zueinander, Kluftschar 3 ist bankrecht zur Schichtung orientiert. Bei einer Bankmächtigkeit von 40 cm (vertikale Punkte in Abb. 39) ist hier der Trennflächenabstand von Kluftschar 1 ca. 18 cm, von Kluftschar 2 ca. 38 cm und von Kluftschar 3 ca. 58 cm. Dies entspricht einem Gebirge mit 13 Trennflächen je m^3 und einem Kluftkörpervolumen von 15 dm^3.

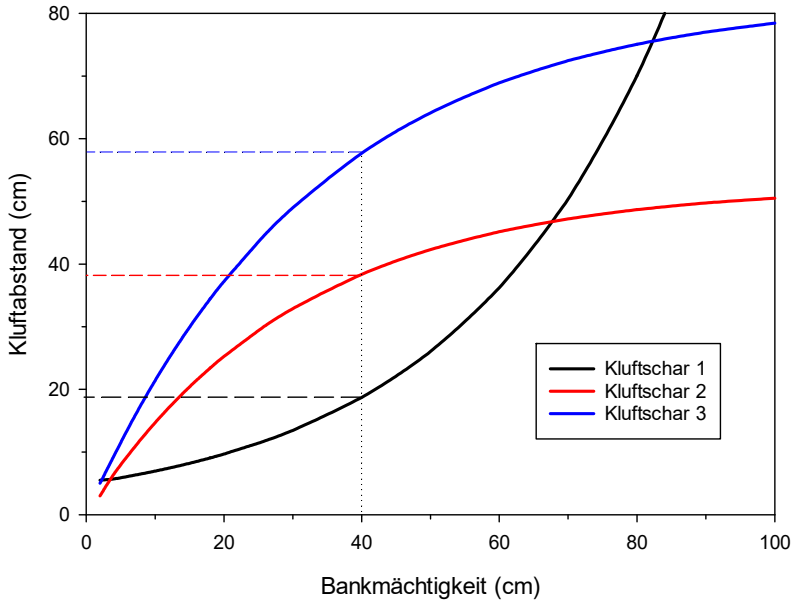


Abb. 39: Beispiel für Beziehungen zwischen Bankmächtigkeit und Kluftabständen [19], (übersetzt aus dem Englischen)

Im Rahmen von Feldarbeiten der Ruhr-Universität Bochum wurden in verschiedenen Aufschlüssen in Witten und im Bochumer Süden die Bankmächtigkeiten (durch Messungen der Bankungsfugenabstände) sowie die Kluftabstände gemessen. Die Messungen der Abstände erfolgten über alle Kluftscharen und sind wegen der Regelmäßigkeit der Trennflächen als lineare Beziehung abgebildet.

Daraus kann festgestellt werden, dass die Kluftabstände etwa halb so groß wie die Bankmächtigkeiten sind. Weiterhin wird deutlich, dass Tonschiefer eher dünnbankige oder plattige Kluftkörper mit Mächtigkeiten < 20 cm bilden. Sandsteine und Tonschiefer des Ruhrkarbons sind nach Tabelle 2 als tafelförmige bis prismatische Kluftkörper zu charakterisieren. Die Beziehung zwischen Bankmächtigkeiten und Kluftabständen für Sandsteine und Tonschiefer aus dem Ruhrkarbon sind in den Abbildungen 40 und 41 dargestellt.

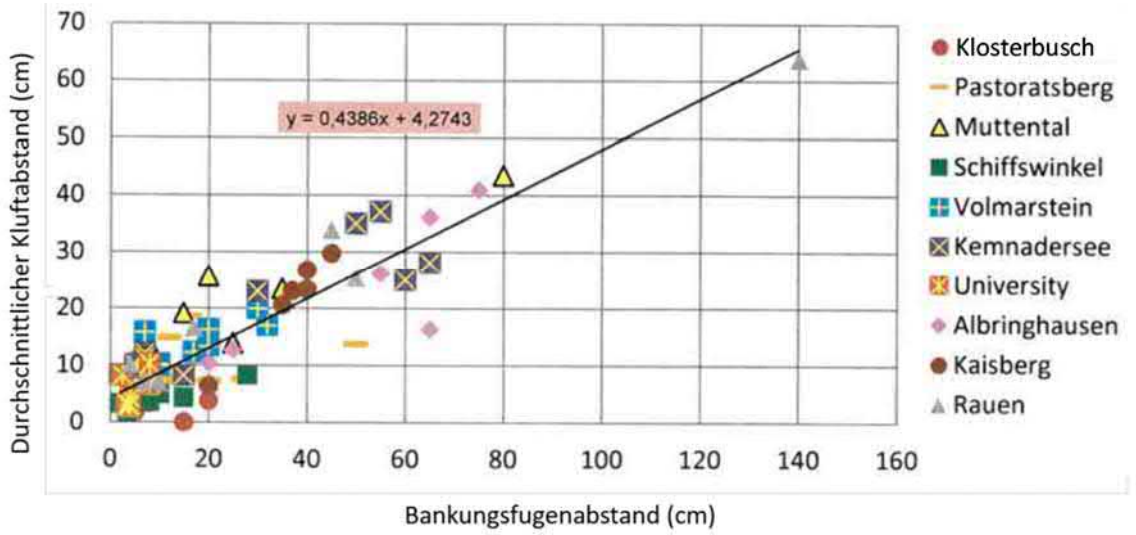


Abb. 40: Beziehungen zwischen Bankmächtigkeit und Kluftabstand für Sandstein, Zusammenstellung aus Feldarbeiten der Ruhr-Universität Bochum [21]

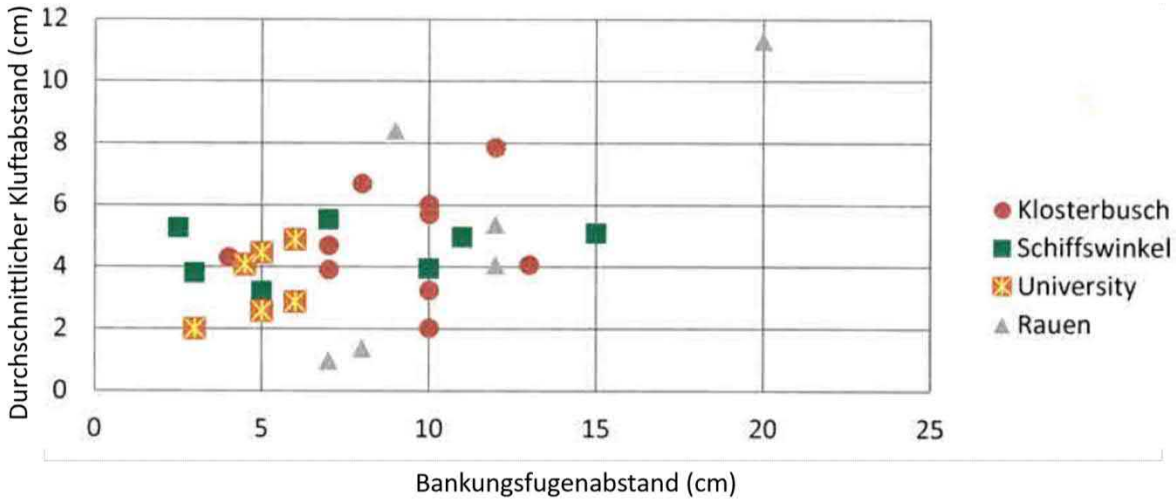


Abb. 41: Beziehungen zwischen Bankmächtigkeit und Kluftabstand für Tonschiefer, Zusammenstellung aus Feldarbeiten der Ruhr-Universität Bochum [21]

Wegen der ähnlichen Lithologie der Sandsteine und Tonschiefer aus dem Ruhrkarbon und dem Rheinischen Schiefergebirge sind diese in ihrem Verbruchverhalten vergleichbar. Daher kann folgendes zusammenfassend festgestellt werden:

- Die Druckfestigkeiten von feinkörnigen Gesteinen wie Tonschiefer oder sandstreifigem Tonschiefer deuten nach Abbildung 36 auf Auflockerungsfaktoren zwischen 1,26 und 1,46 hin.
- Die Druckfestigkeiten von grobkörnigen Gesteinen wie Sandstein oder Grauwacke deuten nach Abbildung 36 auf Auflockerungsfaktoren zwischen 1,31 und 1,62 hin.

- Die typische Höhe der Hohlräume beträgt etwa 2 m, im Gangerzbergbau auch bis zu 5 m. Daraus ergibt sich nach Abbildung 38 für dünnbankigen Tonschiefer mit einer durchschnittlichen Bankmächtigkeit von 10 cm und einem durchschnittlichen Kluftabstand < 6 cm ein Auflockerungsfaktor von 0,75 (entspricht 1,75), da der Quotient aus Fallhöhe h und Breite des Kluftkörpers b immer größer 2 ist (s. Abb. 38).
- Für Sandsteine mit Bankmächtigkeiten zwischen 10 cm und 80 cm und entsprechenden Kluftabständen zwischen 5 cm und 40 cm ergeben sich Auflockerungsfaktoren von 0,75 (entspricht 1,75), da der Quotient aus Fallhöhe h und Breite des Kluftkörpers b immer größer 2 ist (s. Abb. 38).

Diese Aussagen werden durch Erfahrungen von Peng [29] aus dem Steinkohlenbergbau in den USA unterstützt (Tab. 3).

Tab. 3: Typische Auflockerungsfaktoren für Kohlennebengesteine aus den USA [29]

Gesteinsart	Auflockerungsfaktor k
Sand	6 - 15 % ≡ 1,06 – 1,15
Ton	<20 % ≡ <1,2
Zerbrochene Kohle	< 30 % ≡ <1,3
Tonschiefer	40 % ≡ 1,4
Sandiger Tonschiefer	60 – 80 % ≡ 1,6 – 1,8
Sandstein	50 – 80 % ≡ 1,5 – 1,8

Im Mining Engineering Handbook [24] sind Auflockerungsfaktoren sowohl von Lockergesteinen als auch von Festgesteinsarten angeben. Zur Verdeutlichung sind die Lockergesteine in Abbildung 42 in rot und die Festgesteine in grün dargestellt. Der kleinste hier angegebene Auflockerungsfaktor für Festgesteine liegt hier bei 0,3 bzw. 1,3.

In der weiteren Diskussion um Verbruchhöhen wird konservativ von einem minimalen Auflockerungsfaktor k von 1,25 ausgegangen. Dieser Wert ist in Abbildung 42 als rote horizontale Linie hinterlegt. Dieses wird zu maximalen Höhen führen, bei denen sich ein Verbruch totläuft.

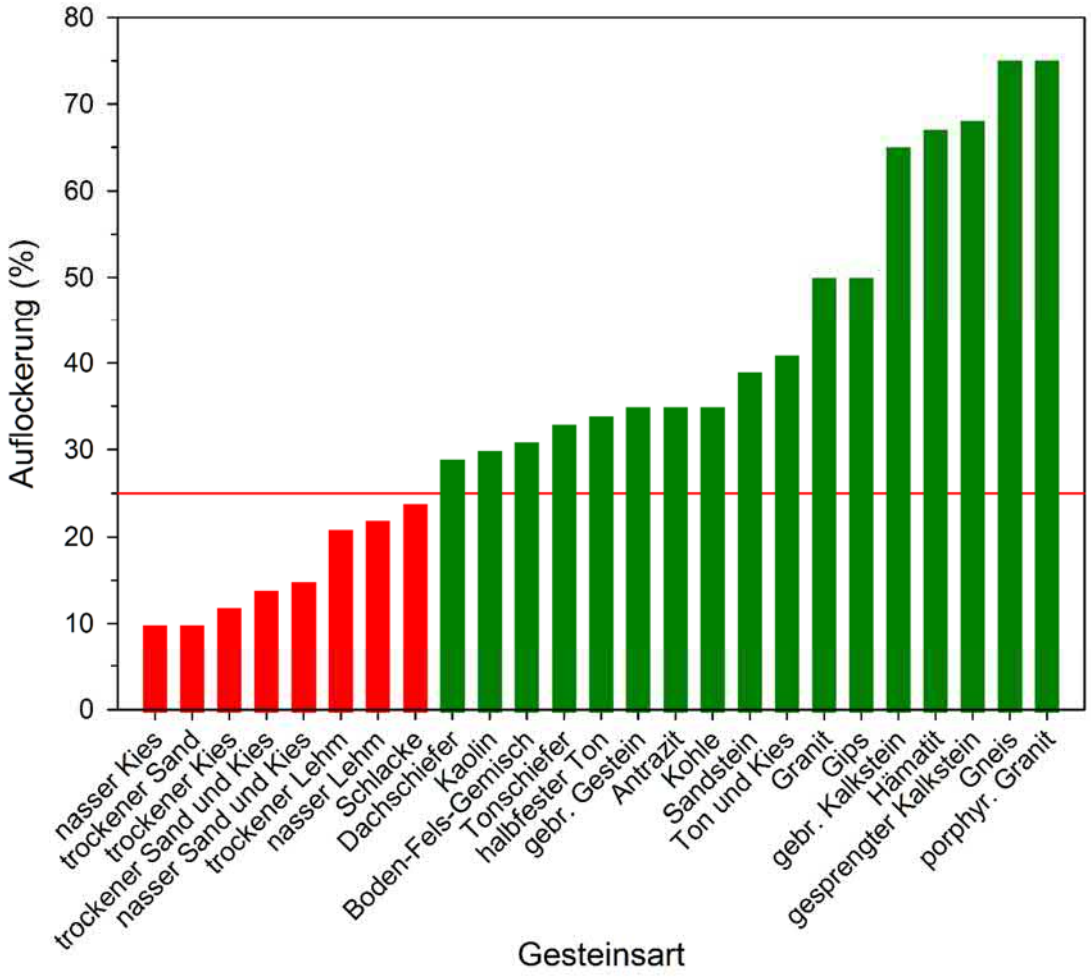


Abb. 42: Auflockerungsfaktor k in Abhängigkeit der Gesteinsart [24]

In der weiteren Diskussion um Verbruchhöhen wird von einem minimalen Auflockerungsfaktor k von 1,25 ausgegangen. Dieser Wert ist konservativ und wird zu maximalen Höhen führen, bei denen sich ein Verbruch totläuft.

Bei den Kohlenebengesteinen im Ruhrrevier, in den östlichen USA und im Donezrevier handelt es sich um lithologisch vergleichbare Gesteine (Tonschiefer und Sandsteine). Vorstehende Ausführungen sind demnach auf alle vergleichbaren Kohlereviere des Karbons übertragbar.

Bei den Nebengesteinen der Erzgänge des Rheinischen Schiefergebirges handelt es sich ebenfalls um lithologisch vergleichbare Tonschiefer und Sandsteine mit ähnlichen Gesteinsdruckfestigkeiten und Kluftkörperdimensionen. Eine sinngemäße Übertragbarkeit der vorstehenden Ausführungen zur Beurteilung von Auflockerungsfaktoren und Verbruchhöhen im ehemaligen Erzbergbau des Rheinischen Schiefergebirges ist somit gegeben. Unterschiedlich sind hier nur die Abbaumächtigkeiten durch die bis zu 5 m mächtigen Gänge.

d) Verbruchhöhe als Funktion von Hohlraumgeometrie und Auflockerungsfaktor

In Abbildung 36 wurde schon auf die Einflussfaktoren auf die Verbruchhöhe hingewiesen. In einer ausführlichen Studie betrachteten Ofoegbu et al. [27] mögliche Verbruchhöhen H für kreisförmige Hohlräume (Durchmesser h) als Funktion von Verbruchgeometrien. Betrachtet werden der schlotartige Verbruch und das Terzaghi-Bruchmodell. Der schlotartige Verbruch spielt im Altbergbau eine dominante Rolle, da ein Verbruch meist an Trennflächen gebunden ist. Das Terzaghi-Bruchmodell findet dagegen eher im untertägigen Vortrieb in kohäsionslosen Lockergesteinen seine Bedeutung.

Die berechneten Verbruchhöhen eines schlotartigen Verbruchs eines 2 m breiten Hohlraums mit unterschiedlichen Hohlraumhöhen sind in Abbildung 43 dargestellt. Im ungünstigsten Fall eines Auflockerungsfaktors von 0,25 (entspricht 1,25) wäre eine maximale Verbruchhöhe H von 4 x des Hohlraumdurchmessers h zu erwarten, bevor sich der Verbruch totläuft.

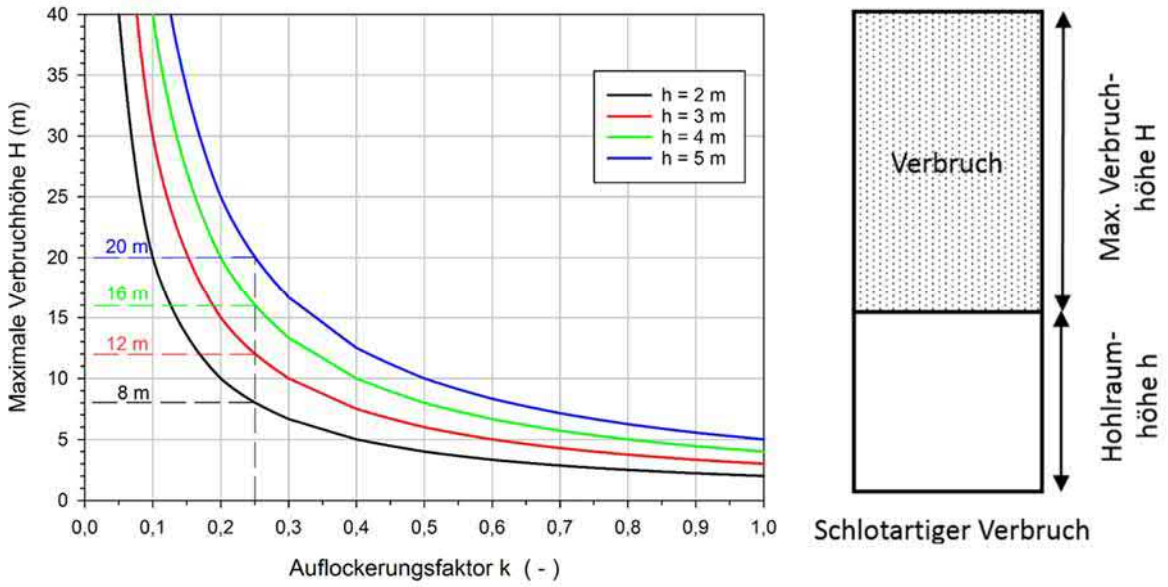


Abb. 43: Verbruchhöhe als Funktion von Verbruchbild und Auflockerungsfaktor k

Bei Verwendung eines konservativen Auflockerungsfaktors von 0,25 bzw. 1,25 (Abb. 43) für Kohlenebengesteine ergibt sich eine maximale Verbruchhöhe H von 4 x Hohlraumdurchmesser h. Dies entspricht für Stollen mit 2 m Höhe bzw. Breite einer maximalen Verbruchhöhe von 8 m.

4.2 Reibungswinkel auf Trennflächen

Für die Abschätzung eines Verbruchs über einem Hohlraum können bei geringem Informationsniveau der Erkundung die Lagerungsverhältnisse der Schichten hilfsweise aus geologischen Karten abgeleitet werden. Damit kann die Orientierung der Schichtflächen und Klüfte grob abgeschätzt werden. Neben diesen geometrischen Eigenschaften der Trennflächen ist auch die Kenntnis über die Scherfestigkeit der Trennflächen erforderlich.

Die Scherfestigkeit τ von Trennflächen wird allein über den Reibungswinkel φ definiert. Die Kohäsion c beträgt 0 MPa, da eine echte Trennfläche keine Zugkräfte übertragen kann. Die Scherfestigkeit einer Trennfläche ist somit einzig abhängig von deren Rauigkeit (Scherbewegung über Rauigkeiten) und der Festigkeit der Trennflächenwand (Durchscheren von Rauigkeiten).

Natürliche Trennflächen sind selten glatt und eben. Rauigkeit, Ebenheit und Welligkeit der Trennflächen haben signifikanten Einfluss auf die Scherfestigkeit einer Trennfläche. Im Allgemeinen steigt die Scherfestigkeit mit der Rauigkeit. Weiterhin hat auch die Belastung σ_N normal zur Trennfläche eine große Bedeutung für das Scherverhalten und somit auf den Reibungswinkel. Die folgende Abbildung 44 zeigt schematisch den Einfluss der Normalspannung auf das Scherverhalten.

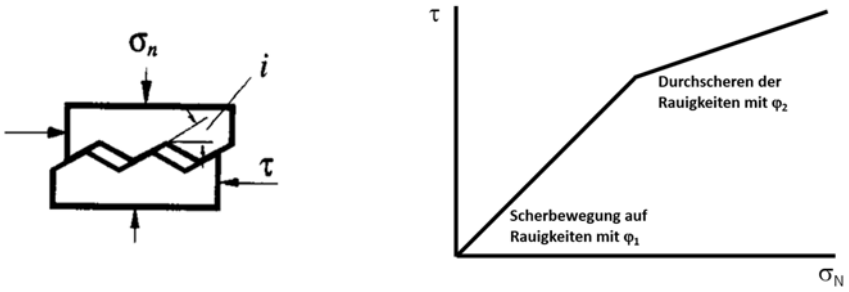


Abb. 44: Schematische Ansicht einer Trennfläche (links) und idealisierte Scherfestigkeitslinie einer Trennfläche (rechts)

Hieraus folgt, dass der Reibungswinkel φ nicht konstant und bei geringen Normalspannungen σ_N größer als bei hohen Normalspannungen ist. Der Übergang zwischen den beiden Reibungswinkeln φ_1 und φ_2 liegt je nach Gesteinsart ungefähr bei σ_N = 1 – 3 MPa.

Im felsmechanischen Labor der Ruhr-Universität Bochum wurden zahlreiche direkte Scherversuche an Trennflächen in Sandstein und Tonschiefer aus dem Ruhrkarbon durchgeführt [20]. Ein Schwerpunkt dieser Versuche war die Charakterisierung von oberflächennahen Trennflächen. Trennflächen unter geringer Überlagerung sind oft verwittert oder mit Kohle verunreinigt. Die Ergebnisse der Versuche zeigen die folgenden Abbildungen 45 und 46.

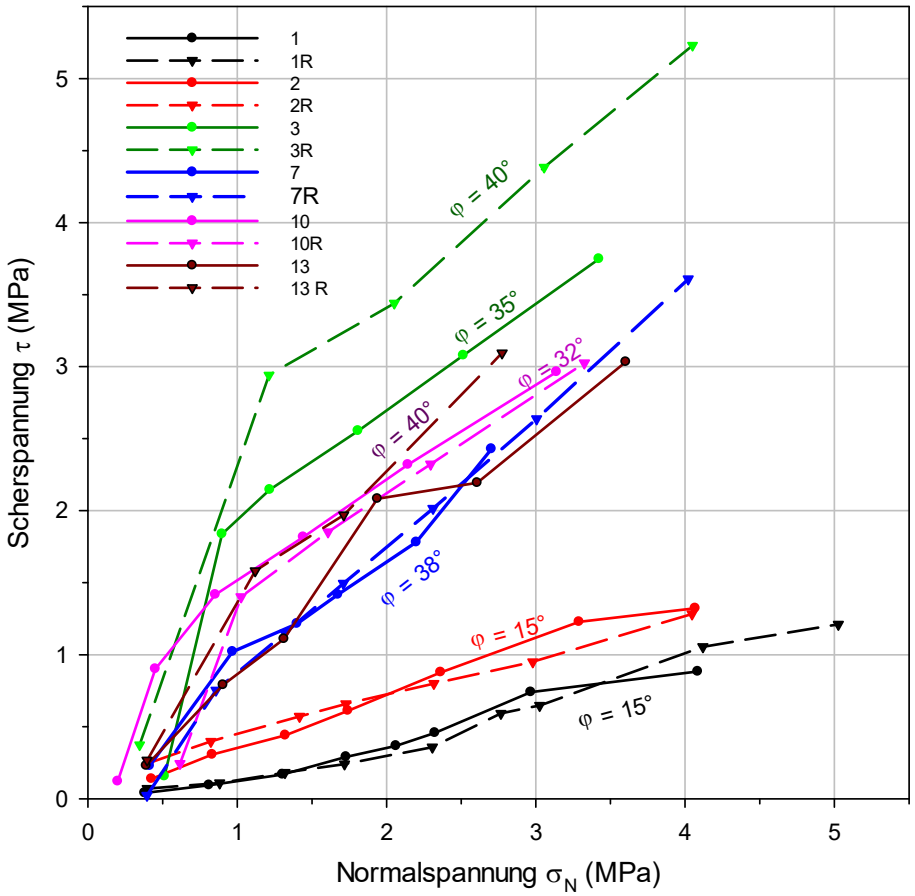


Abb. 45: Ergebnisse von Scherversuchen an Trennflächen in Sandstein [20] (übersetzt aus dem Englischen)

In Abbildung 45 sind die Spitzenscherfestigkeit als durchgezogene Linien und die Restscherfestigkeit als gestrichelte Linien dargestellt. Es ist festzustellen, dass der Übergang in der Steigung der Versuchskurven an Trennflächen in Sandstein bei ca. σ_N = 1 MPa liegt. Trennflächen mit Reibungswinkel φ = 15° waren mit Kohle überzogen und/oder stark verwittert. Ebenfalls ist zu bemerken, dass sich der Reibungswinkel von Spitzen- und Restscherfestigkeit kaum unterscheiden.

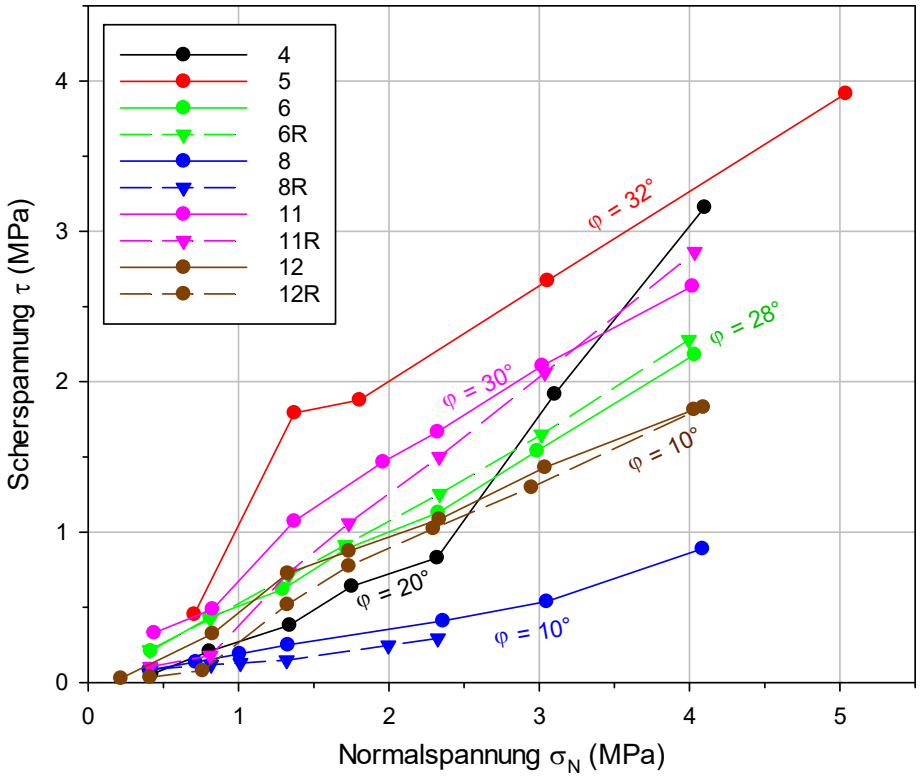


Abb. 46: Ergebnisse von Scherversuchen an Trennflächen in Tonschiefer [20] (übersetzt aus dem Englischen)

Trennflächen in Tonschiefer zeigen nur untergeordnet eine Änderung der Steigung bei σ_N = 1 MPa (Abb. 46). Der außergewöhnlich geringe Reibungswinkel φ = 10° wurde auf Spiegelharnischen in Tonschiefer gemessen (Abb. 47).

Abb. 47: Spiegelharnisch in Tonschiefer mit einem Reibungswinkel φ = 10° [21]

Aus den direkten Scherversuchen an Trennflächen in Gesteinen aus dem Ruhrkarbon können die in Tabelle 4 beschriebenen Kennwerte als repräsentative Reibungswinkel angenommen werden.

Bei Berechnungen, ob eine Trennfläche versagt, werden in der Geotechnik Sicherheitsbeiwerte angenommen. Es wird in diesem Gutachten ein konservativer Sicherheitsbeiwert von 1,5 angenommen, um die Variabilität von Rauigkeiten und von Festigkeiten der Trennflächenwand abzudecken. Damit reduzieren sich die effektiven Reibungswinkel φ' zu

$$\varphi'=\arctan\left(\frac{\tan(\varphi)}{1{,}5}\right)$$

Tab. 4: Reibungswinkel φ und effektive Reibungswinkel φ' von Trennflächen in Karbongesteinen

Trennfläche in	Reibungswinkel φ	Effektiver Reibungswinkel φ'
Sandstein leicht verwittert	30° - 40°	21° - 29°
Sandstein mit Kohle	15°	10°
Tonschiefer	20° - 32°	14° - 22°
Tonschiefer mit Kohle / Harnisch	10°	7°

Für den rechnerischen Ansatz der Reibungswinkel zur Abschätzung des Verbruchs über Hohlräumen ist ein effektiver Reibungswinkel $\varphi' < 15°$ nur in Ausnahmefällen, d. h. beim Auftreten von kartierten Störungen oder sonstigen bekannten Anomalien, sinnvoll.

Es wird empfohlen, folgende Reibungswinkel für die Berechnung anzuwenden:

- Höchster Wert des effektiven Reibungswinkels $\varphi' = 30°$,
- Niedrigster Wert des effektiven Reibungswinkels $\varphi' = 15°$.

4.3 Geotechnische Eigenschaften von Kohle, Schieferton und Sandstein aus dem Karbon – Zusammenstellung von Laborergebnissen

In den folgenden Abbildungen 48 und 49 sind die geotechnischen Eigenschaften von Kohle, Schieferton und Sandstein aus dem Karbon des Ruhrreviers und des Saarreviers, die im Rahmen von Laboruntersuchungen an der Ruhr-Universität Bochum ermittelt wurden, zusammenfassend dargestellt.

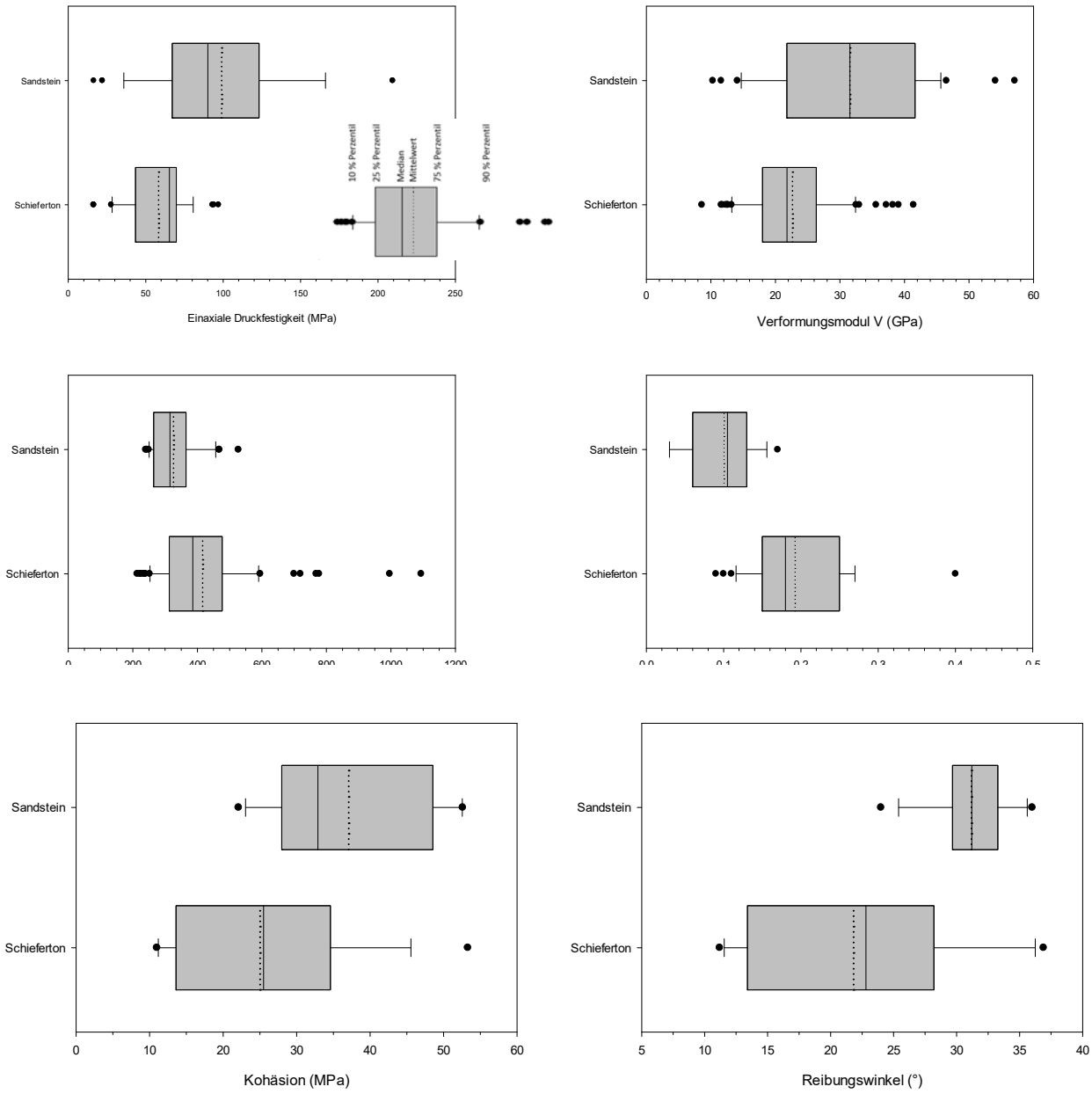


Abb. 48: Versuchsergebnisse der Ruhr-Universität Bochum (Nebengesteine der Flöze Carl, Präsident/Helena, Mathilde/Hugo, Mathias 1/2)

Tab. 5: **Mechanische Eigenschaften von intaktem Sandstein und Schieferton aus dem Ruhrkarbon. Angegebene Werte vom 10%- bis 90%-Perzentil**

	Einaxiale Druckfestigkeit [MPa]	Verformungs-modul [GPa]	Poissonzahl [-]	Kohäsion [MPa]	Reibungs-winkel [°]
Sandstein	35 – 165	15 – 45	0,05 – 0,15	23 – 52	25 – 36
Schieferton	28 – 81	13 – 32	0,11 – 0,27	11 – 45	11 – 36

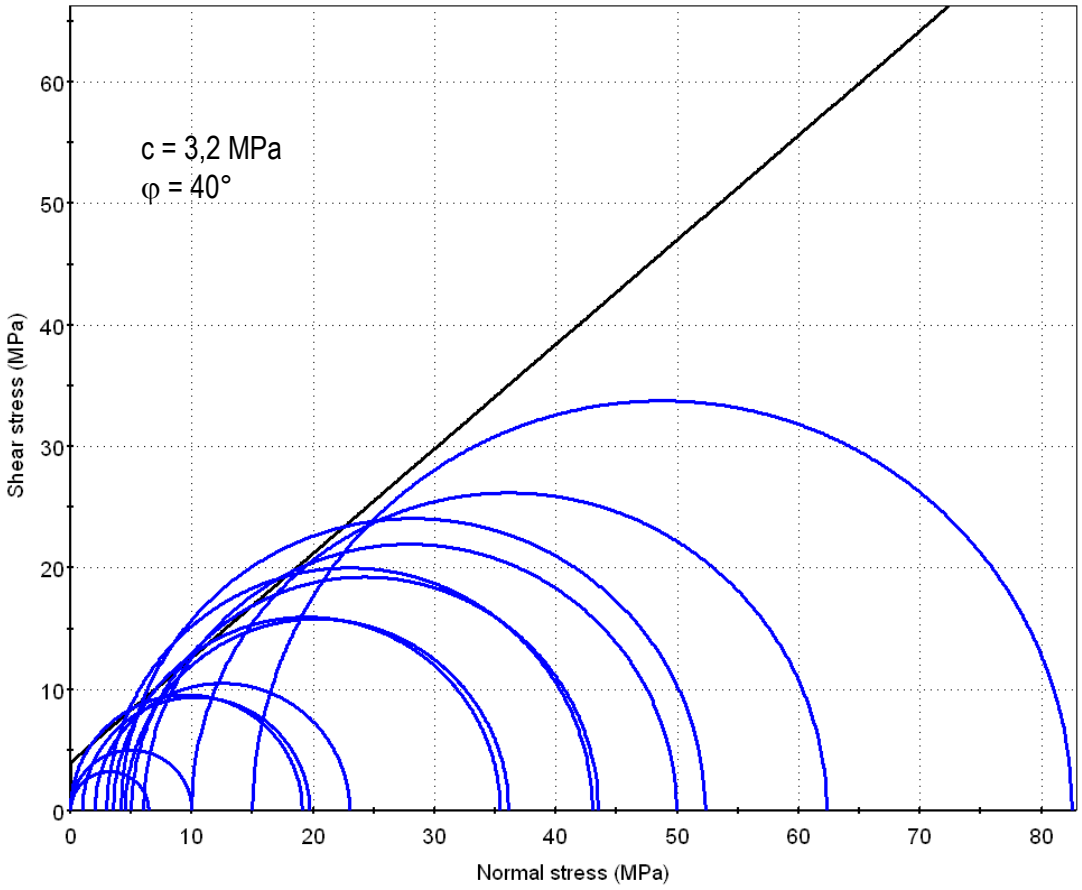


Abb. 49: **Ergebnisse triaxialer Druckversuche an Kohlen, Versuchsergebnisse der Ruhr-Universität Bochum (Kohle Flöz Schwalbach, BW Ensdorf, Saar) sowie [30] und [21]**

Tab. 6: **Mechanische Eigenschaften von Kohlen**

Kohle Herkunft	Einaxiale Druckfestigkeit [MPa]	Zugfestig-keit [MPa]	Verformungs-modul [MPa]	Poissonzahl [-]	Kohäsion [MPa]	Reibungs-winkel [°]
BW Ensdorf	6,4 – 18,6	-*	1100 – 2200	0,08 – 0,14	3,2	40
BW Prosper - Haniel	8 – 8,4	0,8 – 1,3	800 – 1300	0,14 – 0,32	1,5	46 – 55

* nicht ermittelt

4.4 Gebirgsklassifikation zur Gefährdungsbeurteilung

In diesem Abschnitt wird eine Vorgehensweise zur Gefährdungsbeurteilung von tagesnahen Hohlräumen auf der Basis von geotechnischen Gleichgewichtszuständen beschrieben. Bei diesem Verfahren handelt es sich um ein international anerkanntes Verfahren, das im Felshohlraumbau, wie z. B. Tunnelbau oder Bau unterirdischer Infrastrukturprojekte, verbreitet Anwendung findet.

Die Beurteilung erfolgt abhängig vom Informationsniveau der projektbezogenen geologisch-geotechnischen Kennwerte. Betrachtet werden hier die beiden Grenzfälle:

- hohes Informationsniveau,
- geringes Informationsniveau.

a) Hohes Informationsniveau

Ein hohes Informationsniveau ist definiert durch eine ausreichende und zutreffende Baugrunduntersuchung, die nach DIN EN ISO 14-689-1 [22] das Gebirge um einen Hohlraum beschreibt. Es liegen aus Kernbohrungen und Analogaufschlüssen detaillierte Informationen über die Hangendschichten vor. Folgende Kenntnisse sind erforderlich:

- Einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins,
- Anzahl der Trennflächen je m Bohrung oder Aufschluss,
- Orientierung und Zustand der Trennflächen,
- Grundwasserstand.

Damit ist es möglich, die Gebirgsfestigkeit abzuschätzen. Das Verfahren zur Abschätzung der Gebirgsfestigkeit wird in Kapitel 4.4 einschließlich eines Beispiels detailliert beschrieben und wird hier nur zusammenfassend dargestellt.

Zur Abschätzung der Gebirgsfestigkeit wird aus der Gesteinsfestigkeit unter Einbeziehung der erhobenen Merkmale die in der Regel geringere Gebirgsfestigkeit ermittelt. Die Festigkeit eines Gebirges ohne jede Trennflächen ist gleich der Festigkeit des Gesteins. Je mehr Trennflächen im Gebirge vorhanden sind, desto geringer ist dessen Festigkeit. Der Zustand der Trennflächen wird dabei ebenfalls einbezogen. Je schlechter der Zustand der Trennflächen ist, desto geringer ist die Gebirgsfestigkeit. Mit einem Festigkeitskriterium für das Gebirge ist es möglich, einen Vergleich mit

den Gebirgsspannungen durchzuführen. Analytische und/oder numerische Verfahren kommen dabei zur Anwendung.

Folgende Schritte 1 bis 4 sind durchzuführen:

1. Klassifizierung und Bewertung der oben genannten geotechnischen Merkmale des Gebirges nach dem modifizierten RMR[4] Verfahren,
2. Abschätzung der Gebirgsfestigkeit mit dem Hoek-Brown Festigkeitskriterium,
3. Anwendung von analytischen und / oder numerischen Verfahren,
4. Bestimmung der Bereiche der Festigkeitsüberschreitung um den Hohlraum.

Durch den Hohlraum werden die Gebirgsspannungen gestört und ein sekundäres Spannungsfeld entsteht. Diese Umlagerungsspannungen werden meist mit numerischen Verfahren (FEM[5], DEM[6], REM[7]) berechnet. Durch den Vergleich der Gebirgsfestigkeit mit der Gebirgsbeanspruchung kann ein lokaler Sicherheitsfaktor SF berechnet werden.

Ein rechnerisch standsicheres Gebirge wird durch $SF = \frac{\text{Gebirgsfestigkeit}}{\text{Gebirgsbeanspruchung}} > 1$ definiert.

Ein rechnerisch nicht standsicheres Gebirge wird durch $SF = \frac{\text{Gebirgsfestigkeit}}{\text{Gebirgsbeanspruchung}} < 1$ definiert.

Die Variabilität der geologisch-geotechnischen Merkmale eines Gebirges lässt in der Regel die Bestimmung des exakten Grenzgleichgewichts zwischen Festigkeit und Spannungen nicht zu. Typische Sicherheitsfaktoren im Felshohlraumbau liegen dabei zwischen SF = 1,3 bis 1,5. Durch Berechnungen zahlreicher lokaler Sicherheitsfaktoren um den Hohlraum kann dann der Bereich der Überbeanspruchung bestimmt werden. Dieser Bereich stellt die Verbruchzone dar.

In der folgenden Abbildung ist der Sicherheitsfaktor um einen 2 m x 2 m Hohlraum bei teilweiser Überschreitung der Gebirgsfestigkeit dargestellt (Abb.50). An den Stößen und in Bereichen der Firste ist der SF < 1 und ein Verbruch dieser Bereiche ist sicher zu erwarten. Die Isolinie des SF = 1,5 erstreckt sich ungefähr 0,75 m in das Hangende und wird mit großer Wahrscheinlichkeit die tatsächliche Größe der Verbruchzone darstellen. Vereinfacht kann nun das Volumen der Verbruchzone mit 2 m x 0,75 m = 1,5 m³/m angenommen werden. Unter der Annahme eines Auflockerungsfaktors von k = 1,25 kann ein niedergebrochenes Volumen von 1,875 m³/m

[4] Rock Mass Rating
[5] Finite Elemente Methode
[6] Diskrete Elemente Methode
[7] Randelementmethode

prognostiziert werden, dies sind rund 47% des Hohlraumvolumens. Der Verbruch läuft sich nicht tot.

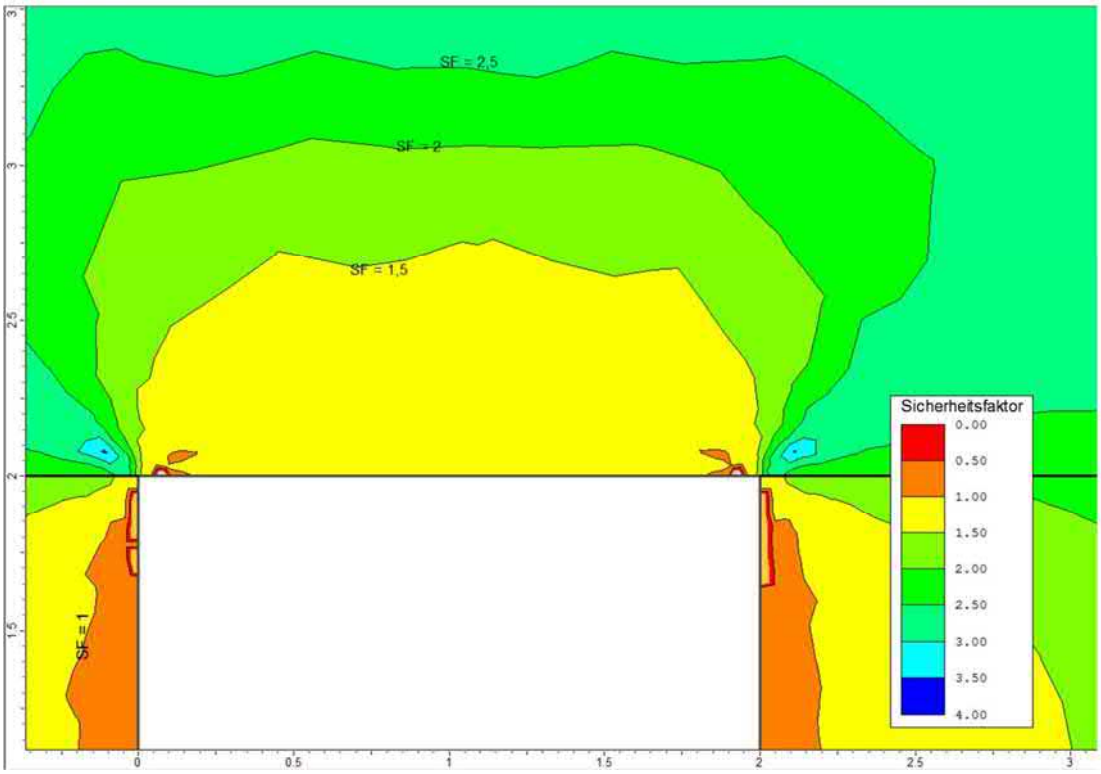


Abb. 50: Isolinien des Sicherheitsfaktors um einen Hohlraum in festem Gebirge

b) Geringes Informationsniveau

Zur Beurteilung einer Gefährdung durch tagesnahen Altbergbau stehen in der Regel wenige geologisch-geotechnische Informationen zur Verfügung. Die zur Erkundung und späteren Sicherung der Hohlräume durch Verfüllung mit Baustoff niederzubringenden Bohrungen werden in der Regel als Vollkronendrehbohrungen ausgeführt. Die Beobachtung des Bohrkleins gibt dann einen groben Überblick über die Schichtenfolge, eine quantitative Aufnahme der Gebirgsmerkmale ist aber nicht möglich. Da Verbrüche sich jedoch meist entlang von Trennflächen, dem schwächsten Glied im Gebirge, ausbreiten, kann unter Annahme der Orientierung der Trennflächen (Bankung, Klüfte) und der Scherfestigkeit der Trennflächen der Verbruchkörper näherungsweise bestimmt werden.

Abbildung 51 zeigt dieselbe Situation wie oben, jedoch wurde hier das hangende Gebirge zusätzlich durch söhlige Schichtung und vertikale Klüftung beschrieben. Die Farbkodierung zeigt ebenfalls den Sicherheitsfaktor. Die rot dargestellten Schichtflächen und Klüfte zeigen, dass hier die Scherfestigkeit der Trennflächen oberhalb des Hohlraums weiträumig überschritten wurde.

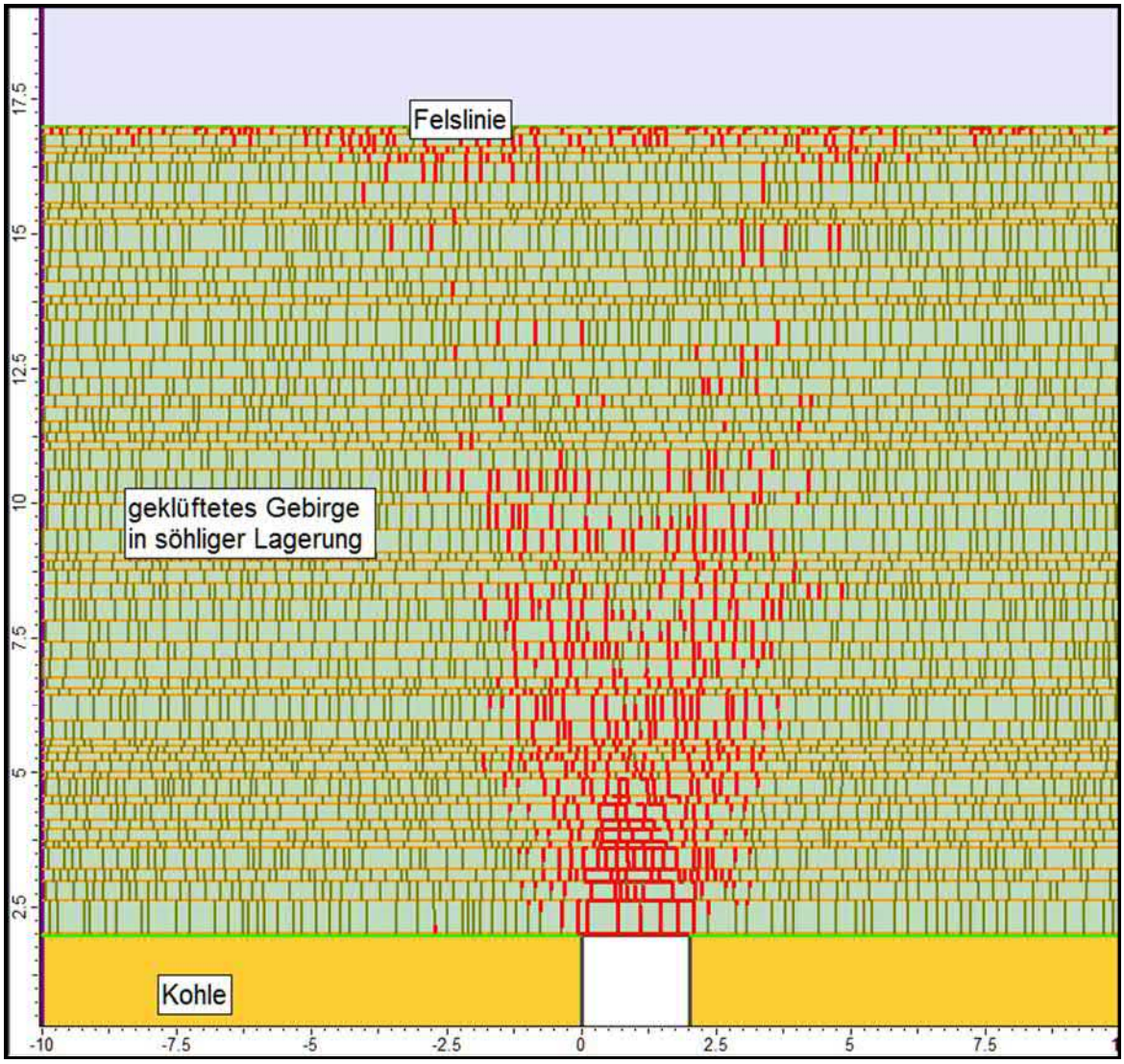


Abb. 51: Versagen von Trennflächen in geklüftetem Gebirge

Die Linien in roter Farbe zeigen die rechnerische Überbeanspruchung dieser Trennflächen und somit den potentiellen Verbruchkörper. Der tatsächliche Verbruchkörper wird jedoch in der Regel wesentlich kleiner sein.

Diese Vorgehensweise bietet die Möglichkeit, das Potential des Verbruchvolumens abzuschätzen. Hangend- und Liegendwinkel können hier definiert werden. Die rechnerisch überbeanspruchten Trennflächen weisen eine schlotförmige Anordnung auf und reichen bis ca. 12 m über die Firste des Hohlraums. Von einer Gefährdung der Felslinie wird hier nicht ausgegangen, da sich bei einem Auflockerungsfaktor k = 1,25 ein schlotförmiger Verbruch bei ca. 8 m über der Firste totlaufen würde (siehe Kapitel 4.1).

Die Form des Verbruchkörpers ist neben den Lagerungsverhältnissen abhängig von der Scherfestigkeit der Trennflächen. Diese ist wiederum ausschließlich durch den Reibungswinkel auf der Trennfläche definiert (siehe Kapitel 4.2). Im folgenden Kapitel 4.5 sind Beispiele für in Laboruntersuchungen ermittelte Reibungswinkel aufgeführt.

4.5 Ermittlung der Gebirgskennwerte am Beispiel Ruhrrevier

In den folgenden Ausführungen werden schrittweise die Gebirgskennwerte ermittelt, die dann als Input für die analytischen / numerischen Modelle genutzt werden können. Daraus können dann die Bereiche von möglichem oder wahrscheinlichem Gebirgsversagen (Verbruchzonen) ermittelt werden.

Diese Vorgehensweise wird anschließend an einem konkreten Beispiel für das Ruhrrevier dargestellt.

4.5.1 Methodisches Vorgehen zur Abschätzung der Gebirgskennwerte mittels Gebirgsklassifikation

1. Schritt: Quantifizierung der Gebirgsverhältnisse nach dem modifizierten RMR-Verfahren

Tab. 7: Klassifizierung und Bewertung des Gebirges

Kennwert	**Wertebereiche**				
[1]**Gesteinsdruckfestigkeit**	>250 MPa	100 – 250 MPa	50 – 100 MPa	25 – 50 MPa	1 - 25 MPa
Bez. nach DIN 14689	sehr hoch bis hoch		hoch	mäßig hoch	außerordentlich gering bis gering
Bewertung B1	15	12	7	4	2

[1]**Trennflächen je m**	0	10	20	30	40
Bewertung B2	40	22	14	8	4

[2]**Zustand Trennflächen**	rau, stufig nicht aushaltend geschlossen unverwittert	rau, wellig Öffnungsweite < 1mm gering verwittert	rau, eben Öffnungsweite < 1mm stark verwittert	glatt und eben *oder* Öffnungsweite 1-5 mm *oder* Füllung < 5 mm aushaltend	glatt und eben *oder* Öffnungsweite > 5 mm *oder* weiche Füllung > 5 mm aushaltend
Bewertung B3	30	25	20	10	0

Grundwasser	trocken	feucht	nass	tropfend	fließend
Bewertung B4	15	10	7	4	0

Gebirgsqualität = Σ B = B1 + B2 + B3 + B4

Gebirgsqualität	sehr gut	gut	mäßig	schlecht	sehr schlecht
Σ B	100 - 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 20

[1]siehe Abb. 52 und 53; [2]siehe Tab 8

Kurven zur Bewertung von einaxialer Druckfestigkeit (B1) und Anzahl der Trennflächen (B2)

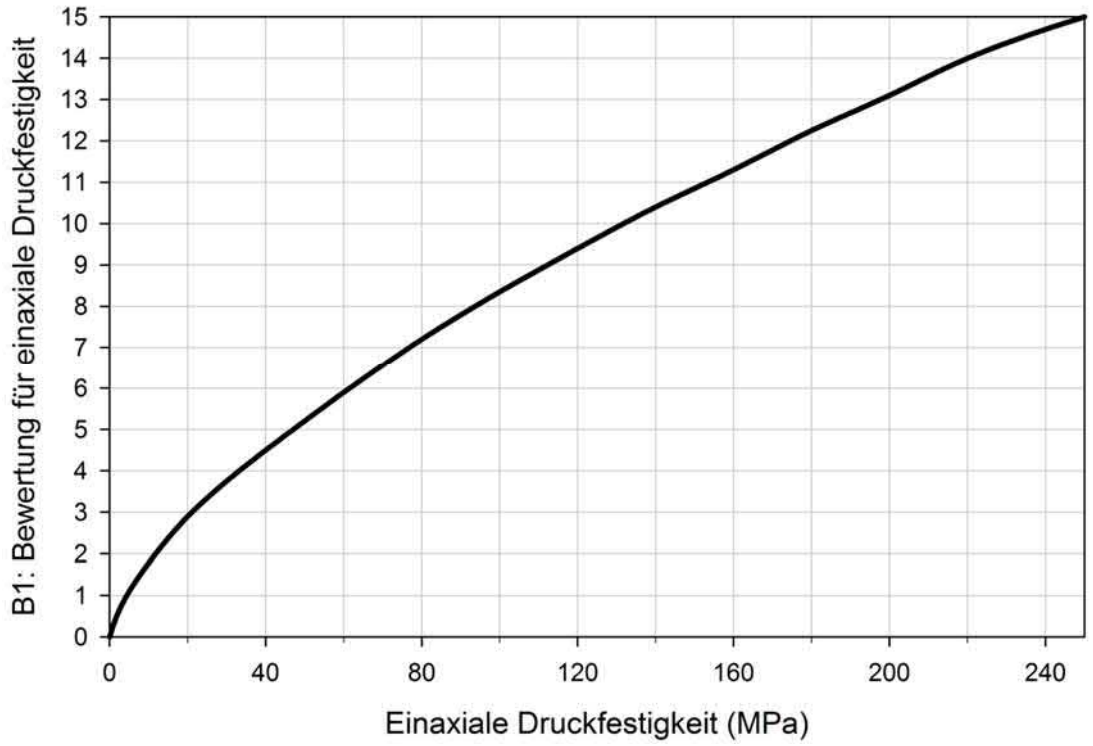


Abb. 52: Bewertung der einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit

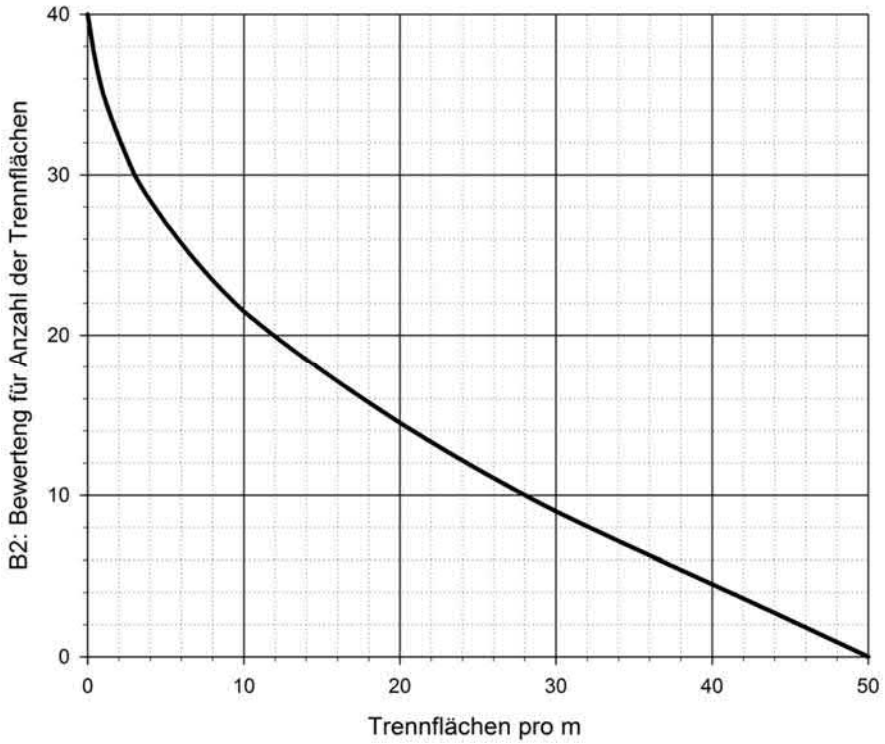


Abb. 53: Bewertung der Anzahl der Trennflächen

Tab. 8: Hilfstabelle zur Klassifikation des Merkmals "Zustand der Trennflächen“

Merkmal	**Eigenschaft / Bewertungszahl**				
Persistenz	< 1 m	1- 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
(Kluftlänge)	6	4	2	1	0
Kluftöffnung	keine	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
	6	5	4	1	0
Rauigkeit	sehr rau	rau	leicht rau	glatt	schmierig
	6	5	3	1	0
		harte Kluftfüllung		weiche Kluftfüllung	
Kluftfüllung	keine	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
	6	4	2	2	0
Verwitterung	unverwittert	leicht verwittert	mäßig verwittert	stark verwittert	völlig verwittert
	6	5	3	1	0

2. Schritt: Abschätzung der Gebirgskennwerte Kohäsion c und Reibungswinkel φ nach dem Verfahren von Hoek & Brown [25]

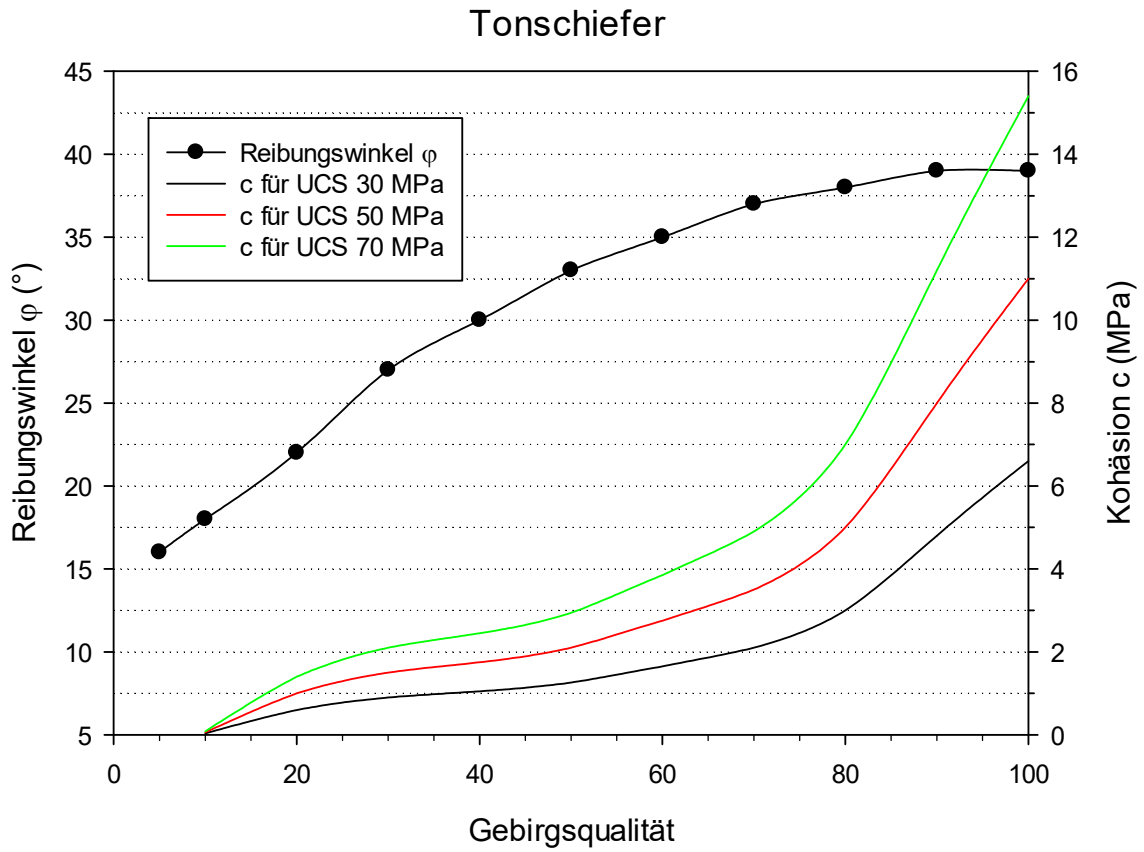


Abb. 54: Kohäsion c und Reibungswinkel φ eines Tonschiefergebirges als Funktion der einaxialen Druckfestigkeit UCS und der Gebirgsqualität

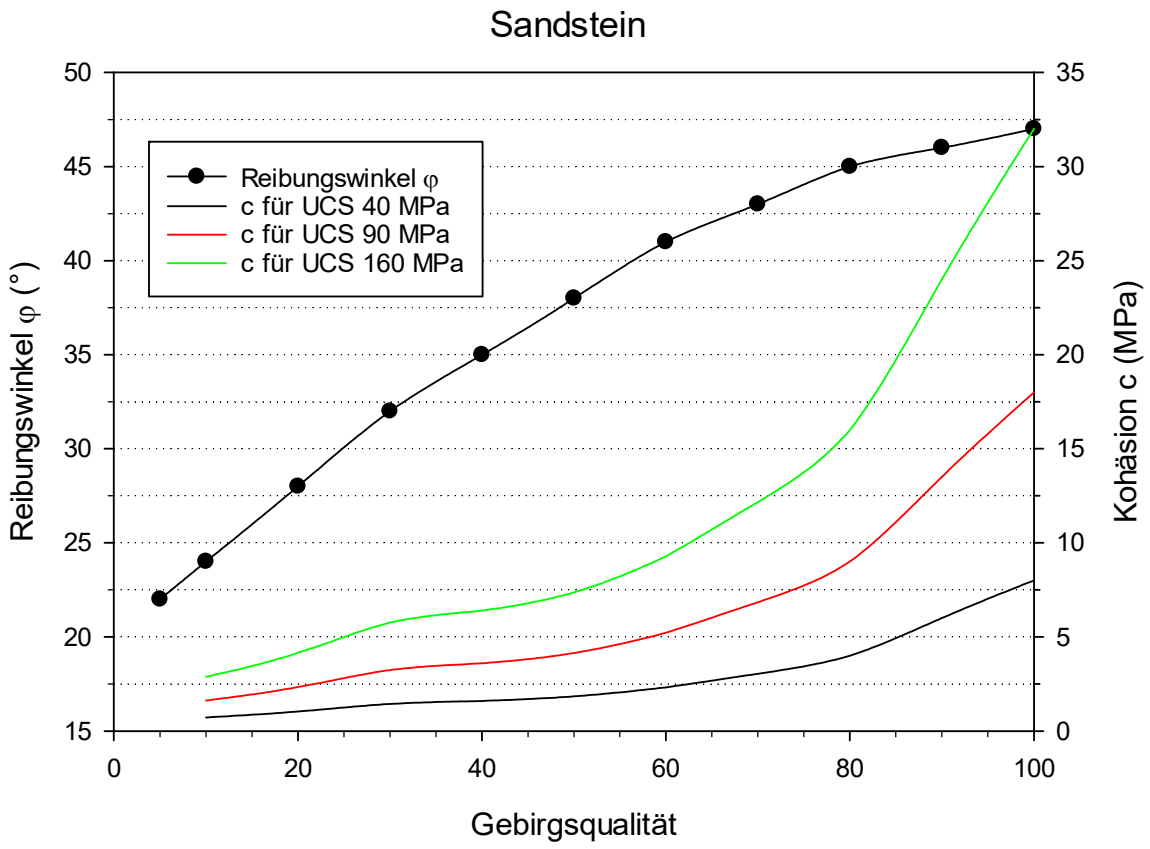


Abb. 55: **Kohäsion c und Reibungswinkel φ eines Sandsteingebirges als Funktion der einaxialen Druckfestigkeit UCS und der Gebirgsqualität**

3. Schritt: Anwendung von analytischen und/oder numerischen Verfahren

Erstellung eines analytischen und/oder numerischen Modells unter Berücksichtigung der Hohlraumgeometrie und der in situ-Spannungen.

4. Schritt: Bestimmung der Bereiche der Festigkeitsüberschreitung um den Hohlraum

Durch Vergleich von Umlagerungsspannungen mit Festigkeiten können die Bereiche des Gebirgsversagens (Verbruchs) festgestellt werden.

4.5.2 Kennwertermittlung durch Gebirgsklassifizierung (Beispiel aus dem Ruhrrevier)

Für einen Hohlraum der ehemaligen Zeche Klosterbusch in Bochum-Querenburg sollen die Gebirgskennwerte abgeschätzt werden. Im Aufschluss wurden im Rahmen der Arbeiten der Ruhr-Universität Bochum folgende geologischen-geotechnischen Eigenschaften aufgenommen:

Tab. 9: Datenblatt zur Erhebung der geologischen-geotechnischen Eigenschaften

DATENBLATT: GEBIRGSMECHANISCHE KLASSIFIZIERUNG

Projekt:	Beispiel	Strukturelle Einheit	Teufe, m	Gesteinsart
Ort:	Bochum		Aufschluß im	Sandstein
Bearbeiter:	MA	S Flanke	Steinbruch	
Datum:	03.07.2018	Stockumer Sattel		

GESTEINSFESTIGKEIT

	Einaxialer Druckf. MPa		Punktlastindex MPa	
Sehr hoch:	> 250	.....	> 10	.....
Hoch:	100 - 250	.....	4 - 10	.....
Mittel:	50 - 100	X	2 - 4	.....
Mäßig:	25 - 50	.....	1 - 2	.....
Niedrig:	5 - 25	.....	<1	.....
S. niedrig:	1 - 5	.....	N.A.	

ORIENTIERUNG VON TRENNFLÄCHEN

	TF-Typ	Fallrichtung (von - bis)	Fallwinkel (von - bis):
Schar 1	Schichtung	140° (128 - 135)	60°
Schar 2	Kluft	230°	85°
Schar 3	Kluft	30°	45°
Schar 4	.....	.....	.....

TRENNFLÄCHENABSTAND

		Schar 1	Schar 2	Schar 3	Schar 4
Sehr weit:	> 2 m	.....	.....	.....	.....
Weit:	0,6 - 2 m	.....	.....	.....	.....
Mäßig:	0,2 - 0,6 m	.....	.....	.....	.....
Eng:	60 - 200 mm	.....	.....	.....	.....
Sehr eng:	< 60 mm	.....	.....	.....	.....
oder	Trenflächen pro m (Bohrung, Aufschluss, Strecke)				15

GRUNDWASSER

ZUFLUß per 10 m
Tunnel Länge liter / min ..... ALLGEMEINE BESCHREIBUNG (völlig
oder ..... trocken, feucht, naß, tropfend, fließend
..... unter geringem/mittlerem/hohem Druck):
WASSERDRUCK kPa .....

IN SITU GEBIRGSSPANNUNGEN

ZUSTAND DER TRENNFLÄCHEN

		Schar 1	Schar 2	Schar 3	Schar 4
PERSISTENZ					
Sehr gering:	< 1m	.....	.....	.....	.....
Gering:	1 - 3 m	.....	.....	X	.....
Mäßig:	3 - 10 m	.....	.....	.....	.....
Hoch:	10 - 20 m	X	X	.....	.....
Sehr hoch:	> 20 m	.....	.....	.....	.....
KLUFTÖFFNUNG					
Sehr eng:	< 0,1 mm	.....	.....	.....	.....
Eng:	0,1-0,5 mm	X	.....	X	.....
Mäßig:	0,5 - 2,5 mm	.....	X	.....	.....
Offen:	2,5-10 mm	.....	.....	.....	.....
Sehr weit:	> 10 mm	.....	.....	.....	.....
RAUIGKEIT					
Sehr rau:		.....	.....	.....	.....
Rau:		X	X	X	.....
Leicht rau:		.....	.....	.....	.....
Glatt:		.....	.....	.....	.....
Schmierig:		.....	.....	.....	.....
KLUFTFÜLLUNG					
Art:		keine	keine	keine	.....
Dicke:		.....	.....	.....	.....
Axiale Festigkeit, MPa		.....	.....	.....	.....
Sickerwasser:		.....	.....	.....	.....
KLUFTOBERFLÄCHE					
Unverwittert:		.....	.....	.....	.....
Leicht verwittert:		X	.....	.....	.....
Mäßig verwittert:		.....	X	X	.....
Stark verwittert:		.....	.....	.....	.....
Total verwittert:		.....	.....	.....	.....
Boden:		.....	.....	.....	.....

ALLGEMEINE BEMERKUNGEN / ZUSÄTZLICHE DATEN

z.B. Störungen (Typ, Ort, Orientierung)

Für Definitionen und Methoden: ISRM Veröffentlichung: Quantitative Beschreibung von Diskontinuitäten in Fels (Quantitative description of discontinuities in rock masses. DIN EN ISO 14689-1: Geotechnische Erkundung und Untersuchung: Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels

Die Klassifizierung, d. h. die Quantifizierung der einzelnen Merkmale ist in Tabelle 10 zusammengefasst.

Tab. 10: Bewertung für die Merkmale „einaxiale Druckfestigkeit“ und „Grundwasser“

Kennwert	Wertebereiche				
Gesteinsdruckfestigkeit	>250 MPa	100 – 250 MPa	50 – 100 MPa	25 – 50 MPa	1 - 25 MPa
Bez. nach DIN 14689	sehr hoch bis hoch		hoch	mäßig hoch	außerordentlich gering bis gering
Bewertung B1	15	12	7	4	2

Trennflächen je m	0	10	20	30	40
Bewertung B2	40	22	14	8	4

Zustand Trennflächen	rau, stufig nicht aushaltend geschlossen unverwittert	rau, wellig Öffnungsweite < 1mm gering verwittert	rau, eben Öffnungsweite < 1mm stark verwittert	glatt und eben *oder* ÖW 1 - 5 mm *oder* Füllung < 5 mm aushaltend	glatt und eben *oder* ÖW > 5 mm *oder* weiche Füllung > 5 mm aushaltend
Bewertung B3	30	25	20	10	0

Grundwasser	trocken	feucht	naß	tropfend	fließend
Bewertung B4	15	10	7	4	0

Gebirgsqualität = Σ B = B1 + B2 + B3 + B4

Gebirgsqualität	Sehr gut	Gut	Mäßig	Schlecht	Sehr schlecht
Σ B	100 - 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 20

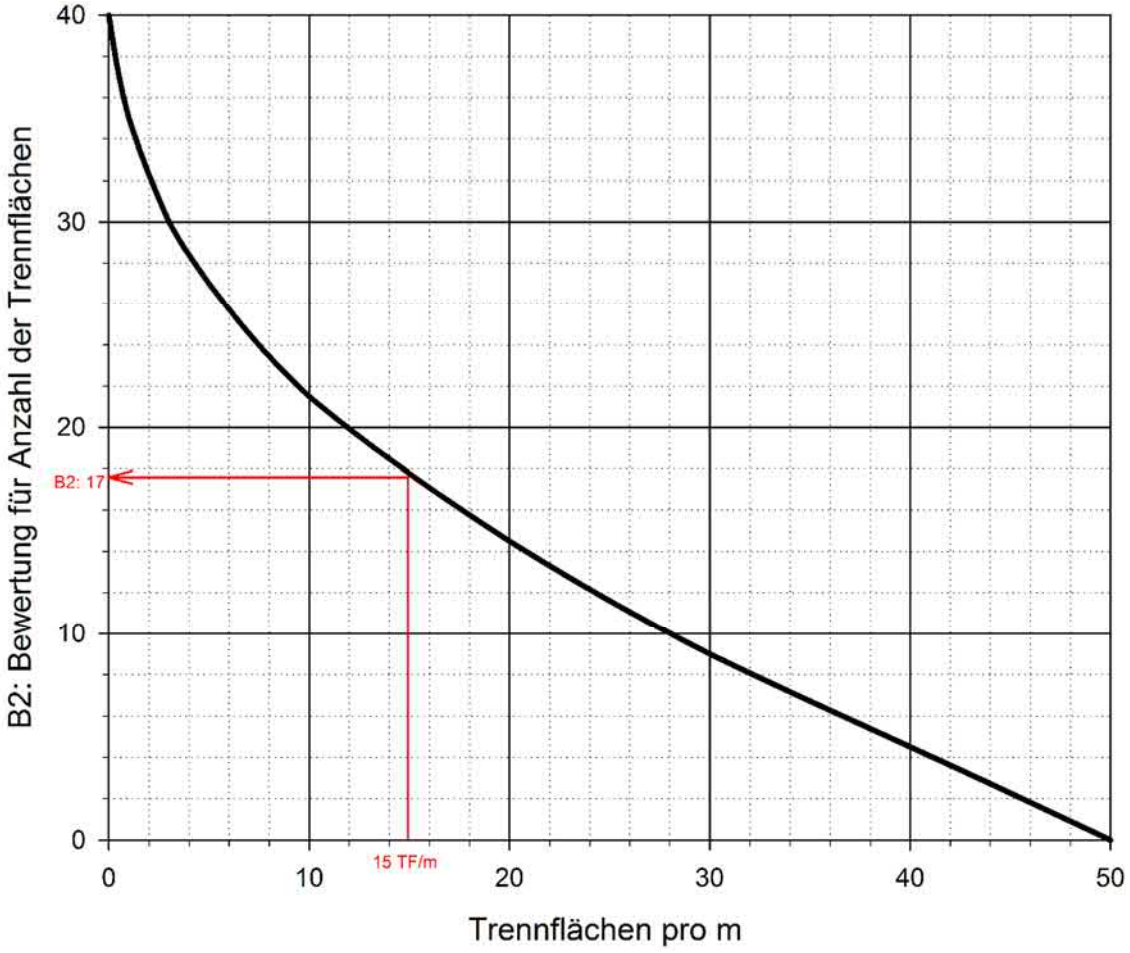


Abb. 56: Bewertung des Merkmals „Trennflächen / m“

Tab. 11: Bewertung für die Merkmale „Zustand der Trennflächen“

	Parameter	Eigenschaft / Bewertungszahl				
B3a: 1	Persistenz (Kluftlänge)	< 1 m	1- 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
		6	4	2	1	0
B3b: 2	Kluftöffnung	Keine	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
		6	5	4	1	0
B3c: 5	Rauigkeit	Sehr rau	Rau	Leicht rau	Glatt	Schmierig
		6	5	3	1	0
B3d: 6			Harte Kluftfüllung		Weiche Kluftfüllung	
	Kluftfüllung	Keine	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
		6	4	2	2	0
B3e: 4	Verwitterung	Unverwittert	Leicht verwittert	Mäßig verwittert	Stark verwittert	Völlig verwittert
		6	5	3	1	0

ΣB3: **18**

Tab. 12: Zusammenfassung der Bewertung der Merkmale des Sandsteingebirges

Gebirgsmerkmal	**Bewertung**	**Quelle**
Einaxiale Druckfestigkeit: 50-100 MPa	B1 = 7	Tab. 7 oder Abb. 52
Trennflächen je m: 15	B2 = 17	Abb. 53 oder Tab. 7
Trennflächenzustand		
Persistenz: 10 – 20 m (1 – 3 m)	B3a = 1	Tab. 8 oder Tab. 7
Kluftöffnung: 0,1 – 2,5 mm	B3b = 2	
Rauigkeit: rau	B3c = 5	
Kluftfüllung: keine	B3d = 6	
Kluftoberfläche: leicht – mäßig verwittert	B3e = 4	
	B3 = 18	
Grundwasser: trocken	B4 = 15	Tab. 7
Gebirgsqualität: Σ B1 – B4	**57**	

Das Sandsteingebirge weist eine mäßige bis gute Qualität auf.

Im nächsten Schritt werden nun die Gebirgskennwerte für die Kohäsion c und den Reibungswinkel φ des Sandsteingebirges über das Verfahren nach Hoek und Brown [25] abgeschätzt (Abb. 57). Daraus ergeben sich für dieses Sandsteingebirge folgende gebirgsmechanischen Kennwerte:

- Kohäsion c = 4,0 MPa,
- Reibungswinkel φ = 40°.

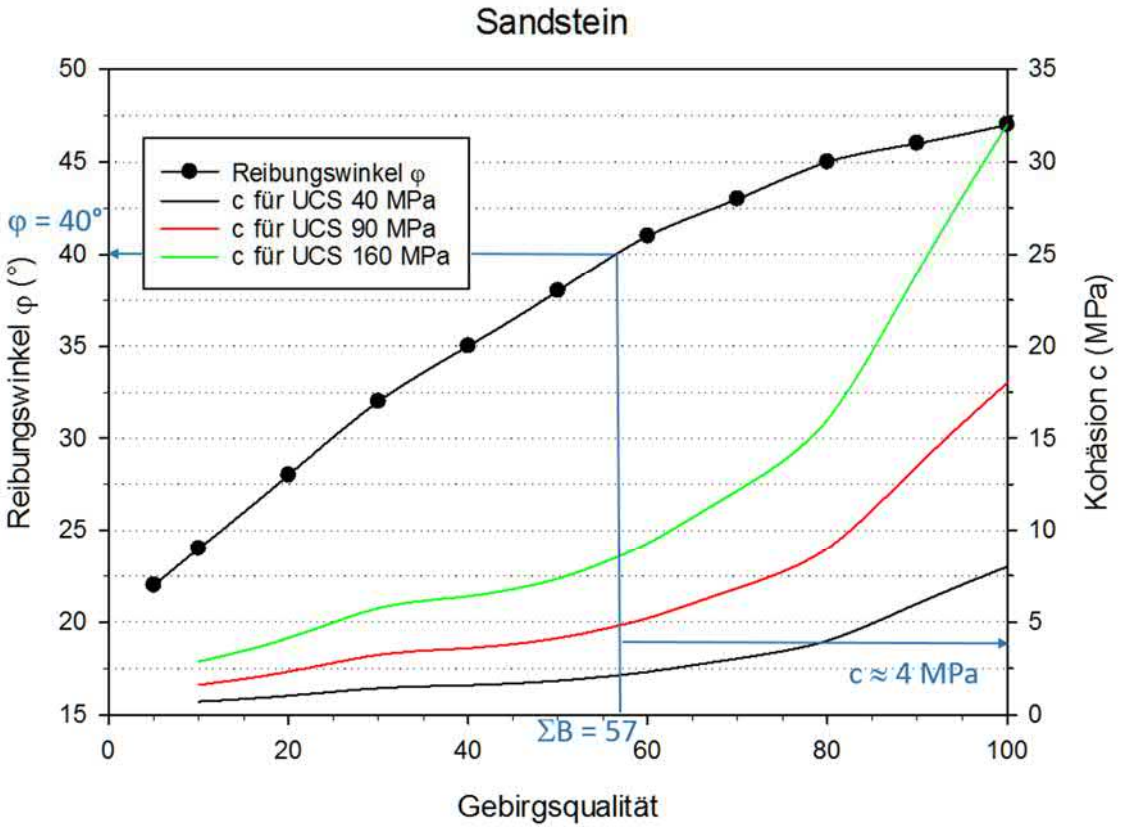


Abb. 57: Reibungswinkel und Kohäsion des Sandsteingebirges für die Gebirgsqualität Σ B = 57

Mit diesen gebirgsmechanischen Kennwerten kann nun mittels numerischer Verfahren die Gefahr eines Gebirgsversagens (Verbruch) über einem Hohlraum beurteilt werden.

5 Geotechnische Grundlagen Lockergestein

5.1 Hohlräume

Die in Kapitel 3 genannten Faktoren beeinflussen die äußeren Einwirkungen auf den Hohlraum, ihre Größe ist maßgeblich für die Beurteilung der Standsicherheit des Hohlraums. Die davon ausgehenden Verformungen in Hohlraumnähe können wiederum Einfluss auf die Verformungen der Geländeoberfläche und damit auf deren Standsicherheit haben. Dort können dann Verformungs- und Brucherscheinungen aus untertägigem Bergbau auftreten, die die Tagesoberfläche gefährden und hier zu einem Tagesbruch oder Erdfall führen. Bei einem Tagesbruch reicht die Bruchzone bis zur Tagesoberfläche. Bei einem Erdfall wird durch den Zutritt von Wasser Boden in tiefere Hohlräume oder Bruchzonen bewegt (Stofftransport), wodurch an der Tagesoberfläche ein Trichter entsteht [50] (Abb. 58).

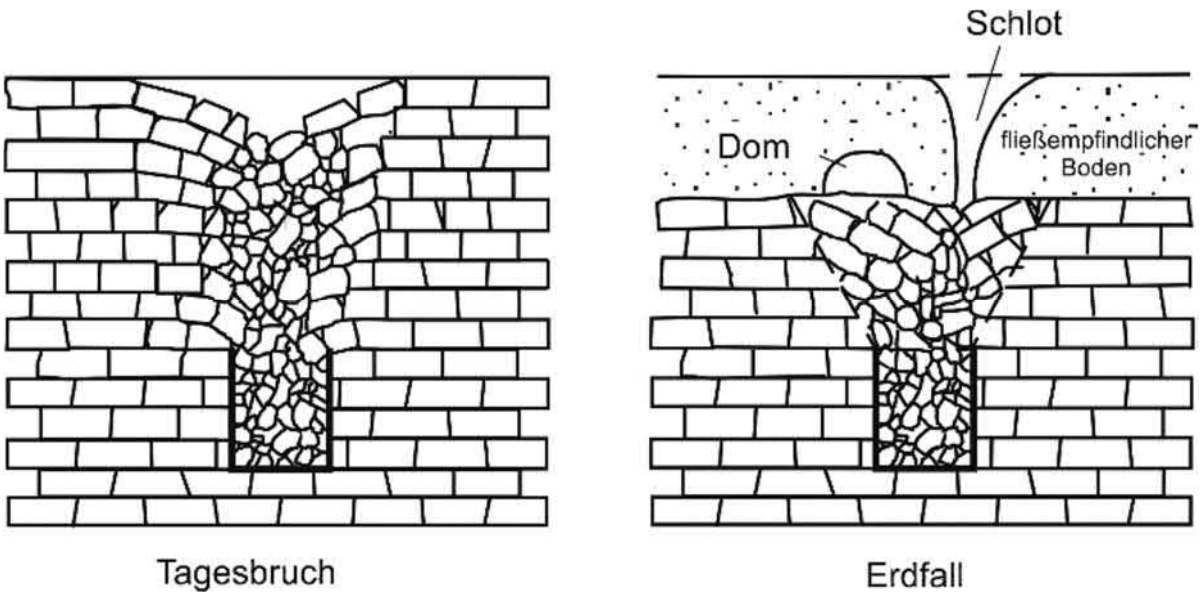


Abb. 58: Risiken an der Tagesoberfläche durch nicht standsichere untertägige Hohlräume [50]

5.1.1 Einwirkungen

Für die Beurteilung der Standsicherheit eines Hohlraums (hier exemplarisch an einem längsförmigen kreisrunden Hohlraum dargestellt) und die auftretenden Verformungen im Untergrund ist die Kenntnis der Einwirkungen auf diesen Hohlraum grundsätzliche Voraussetzung. Die Einwirkungen auf einen Hohlraum setzen sich dabei zusammen aus

- vertikalen Einwirkungen p_{Ev}
- horizontalen Einwirkungen p_{Eh} und
- Einwirkungen auf die Stirnflächen des Hohlraums

Dies ist in den Abbildungen 59 und 60 schematisch dargestellt. Neben Erddruck bzw. Felsdruck wirken Wasserdruck und ggf. Zusatzspannungen aus der Bebauung und dem Verkehr an der Geländeoberfläche auf den Hohlraum ein.

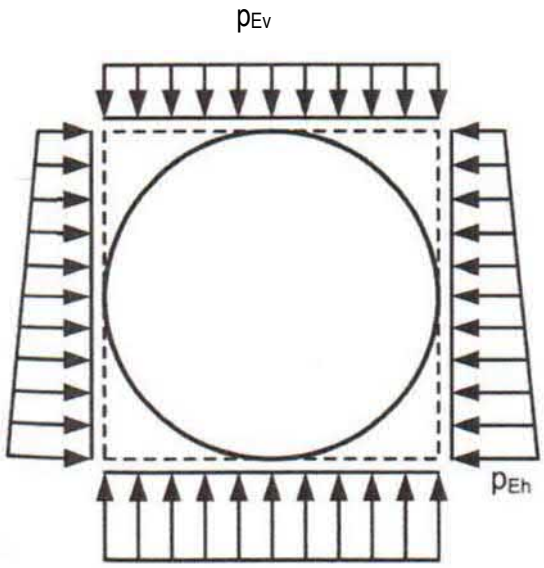


Abb. 59: Erddruck p_{Ev} und p_{Eh} als äußere Einwirkung auf einen Hohlraum im Lockergestein

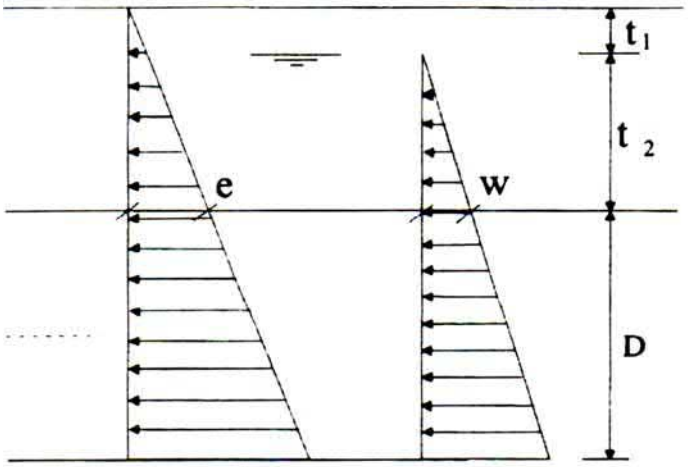


Abb. 60: Einwirkungen aus Erddruck und Wasserdruck auf die Stirnseite eines kreisförmigen Hohlraums

mit D = Durchmesser des Hohlraums
e = Erddruck
W = Wasserdruck
t_1 = Flurabstand des Grundwassers
t_2 = Grundwasserstand über dem Hohlraum

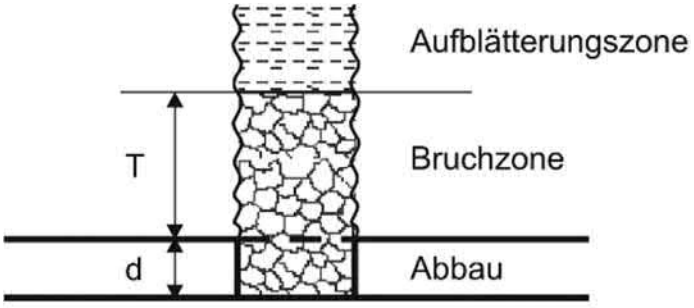
Die Einwirkungen werden im Wesentlichen bestimmt durch folgende Kennwerte des Untergrunds:

- Wichte von Boden und Fels,
- Scherfestigkeit, ausgedrückt durch Reibung und Kohäsion bei Böden bzw. Reibung auf den Trennflächen im Fels und
- durch die kinematisch möglichen Versagensmechanismen.

Für mögliche Verformungen spielen folgende Kennwerte des Untergrunds ebenfalls eine Rolle:

- Zusammendrückbarkeit von Böden (Kompressibilität) und
- Festigkeit von Fels.

Für die Beurteilung der Standsicherheit von vorhandenen Hohlräumen und hierdurch ausgelöste Verformungen und ihren Einfluss auf die Geländeoberfläche ist darüber hinaus die Kenntnis über den Grad der entstandenen Auflockerung des Untergrunds ebenso bedeutsam wie die Eingrenzung einer möglichen Auflockerungs-/Aufblätterungszone (Abb. 61).



Porenvolumen

- vorher: $n_1 = 0{,}10$
- nach Verbruch: $n_2 = 0{,}30$

$\Delta n = 0{,}20$

$$d + T \cdot 0{,}10 = (d + T) \cdot 0{,}30$$

$$0{,}7\ d = 0{,}20\ T$$

Bruchzone: $T = \frac{0{,}70}{0{,}20}\ d = 3{,}5\ d$

Abb. 61: Auflockerungszone und Bruchzone über einem verbrochenen Hohlraum

5.1.2 Hohlraum und Gewölbebildung

Die Einwirkungen auf einen Hohlraum können mit einem vereinfachten Bruchmodell entsprechend der Silotheorie nach Terzaghi [56] ermittelt werden. Dabei wird modellhaft davon ausgegangen, dass im Ausgangszustand die vertikalen Druckspannungen oberhalb des Hohlraums überall gleich groß sind. Treten nun vertikale Verschiebungen in Höhe der Hohlraumfirste auf, wird der Reibungswiderstand zwischen den sich abwärts bewegenden Massen und den in Ruhe verbleibenden Massen wirksam und ein Stützgewölbe bildet sich aus. Dabei verringert sich einerseits der vertikale Druck auf den Hohlraum, andererseits wird aber diese Druckreduzierung auf die Bereiche seitlich des Hohlraums, die in Ruhe verblieben sind, umgelagert.

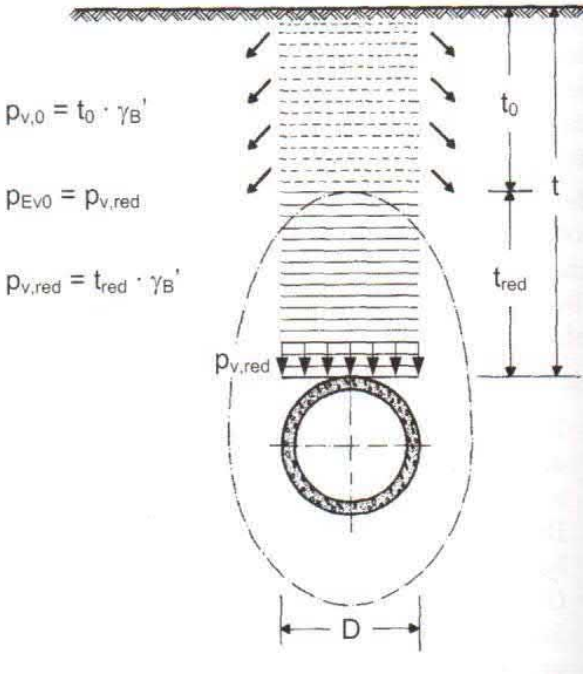


Abb. 62: Gewölbebildung mit teilweiser Umlagerung der Einwirkungen auf die Seitenbereiche durch Weckung der Scherkräfte [36]

Die wirksamen Scherwiderstände sind abhängig von den erzeugten Scherverschiebungen.

Abbildung 63 zeigt den Zusammenhang zwischen Scherverschiebung (Scherweg) und Scherwiderstand (Schubspannung T) bzw. Scherverschiebung (Scherweg) und Porenzahl e. Aus der grafischen Darstellung wird deutlich, dass bei gleicher Scherverschiebung für unterschiedlich gelagerte Böden unterschiedlich große Schubspannungen geweckt werden können. Locker gelagerte Böden mit geringer Porenzahl aktivieren die Schubspannung im Boden mit zunehmender Scherverschiebung durch Verdichtung bis zu einem kritischen Wert und behalten danach diese Schubspannung im Bruchzustand bei. Bei dicht gelagerten Böden treten dagegen die größten Schubspannungen bei kleinen Scherverschiebungen auf, die dann mit weiter zunehmender Scherverschiebung auf die kritische Scherfestigkeit abfällt. Diese ist für locker gelagerte und dicht gelagerte Böden bei ausreichend großer Scherverschiebung gleich groß.

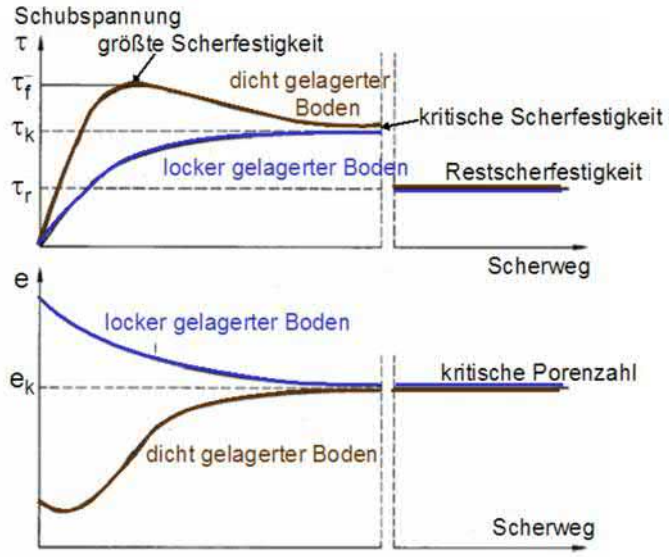


Abb. 63: Zusammenhang zwischen Schubspannung und Scherweg einerseits und Porenzahl und Scherweg andererseits für Lockergesteine

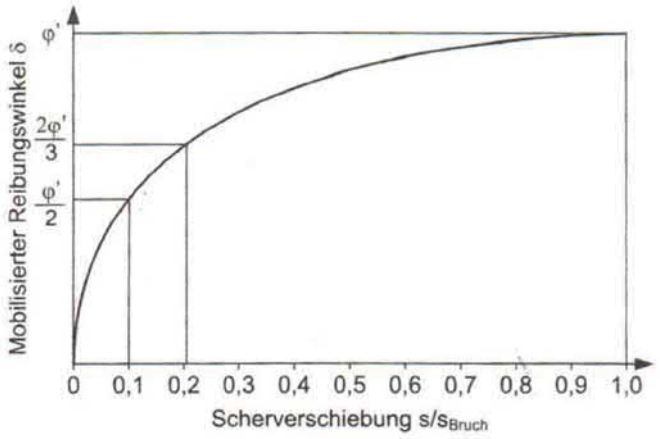


Abb. 64: Mobilisierbare Scherfestigkeit eines Bodens in Abhängigkeit von der Scherverschiebung

In Abbildung 64 ist die Abhängigkeit des mobilisierbaren Scherwiderstands, ausgedrückt durch den Reibungswinkel eines Bodens, dargestellt. Im Falle des Versagens (Bruch) beträgt der Wert der Scherverschiebung s/s_{Bruch} = 1. Daraus ergibt sich die maximal mögliche Scherfestigkeit. Wird diese Scherfestigkeit überschritten, kommt es zu großen, unbegrenzten Scherverschiebungen. Das Verformungs-/Verschiebungsverhalten des Baugrunds (bzw. der Umgebung des bergmännisch erstellten Hohlraums) ist dann plastisch, die Verschiebungen sind irreversibel (Abb. 65 und Abb. 66).

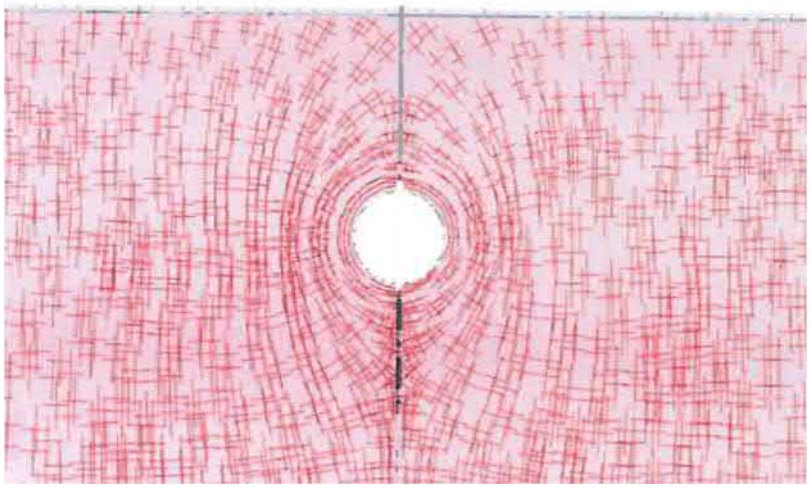


Abb. 65: Untersuchungen zur Wirksamkeit eines Stützgewölbes über einem idealisierten Hohlraum im Sand – Verlauf der Spannungstrajektorien

Abb. 66: FE-Berechnungen zur Wirksamkeit eines Stützgewölbes über einem idealisierten Hohlraum im Sand – plastifizierte Zonen um den Ausbruchrand

Bei der Betrachtung des Grenzzustands des Versagens wird im Folgenden daher stets mit der voll aktivierbaren Scherfestigkeit gerechnet.

In Tabelle 13 sind in Anlehnung an EAU [34] mittlere charakteristische Scherparameter, ausgedrückt durch Reibungswinkel φ_k' und Kohäsion c_k', für unterschiedliche anorganische nicht bindige (Kiese und Sande, Zeilen 1 bis 4) und bindige Böden (Schluffe und Tone, Zeilen 5 bis 7) angegeben.

Tab. 13: Mittlere charakteristische Scherparameter in Anlehnung an EAU [34]

Nr.	Bodenart	Wichte		Scherparameter des entwässerten Bodens	
		γ_k	γ'_k	φ'_k	c'_k
		kN/m³	kN/m³	°	kN/m²
1	Kies, eng bis weit gestuft	18,0-21,0	10,5-13,5	32,5-40,0	0
2	Kies-Sand-Feinkorngemisch	18,0-19,5	10,5-12,0	32,5–37,5	0
3	Sand, eng gestuft, Grobsand	17,0-18,0	9,5-10,5	32,5-37,5	0
4	Sand, d < 0,06 mm > 15%	18,0-19,5	10,5-12,0	30,0–37,5	0
5	anorganische bindige Böden, mit leicht plastischen Eigenschaften (w_L < 35%)	17,5-19,5	9,0-11,0	27,5–32,5	2,0-10,0
6	anorganische bindige Böden mit mittel-plastischen Eigenschaften (50% > w_L > 35%)	16,6-19,5	8,5-10,5	25,0–30,0	5,0-15,0
7	anorganische bindige Böden mit stark plastischen Eigenschaften (w_L > 50%)	17,5-19,5	7,5-9,5	20,0–25,0	5,0-25,0

5.1.3 Versagensmodelle

Basierend auf den theoretischen Untersuchungen von Terzaghi [56] sind für die Betrachtung der Standsicherheit von untertägigen Hohlräumen, z. B. Tunnelbauwerken, Bruchmodelle entwickelt worden, die im allgemeinen nicht von einem vollständigen Versagen der Stabilität der Hohlraumüberlagerung ausgehen und bei denen die volle Scherfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit aktiviert wird. Für die Betrachtungen zur Standsicherheit der Geländeoberfläche unter dem Einfluss untertägiger Hohlräume wird im Folgenden grundsätzlich davon ausgegangen, dass im Grenzzustand des Versagens gerade noch ein Grenzgleichgewicht zwischen Einwirkungen auf den Hohlraum und Scherwiderstand der Hohlraumüberlagerung gegeben ist.

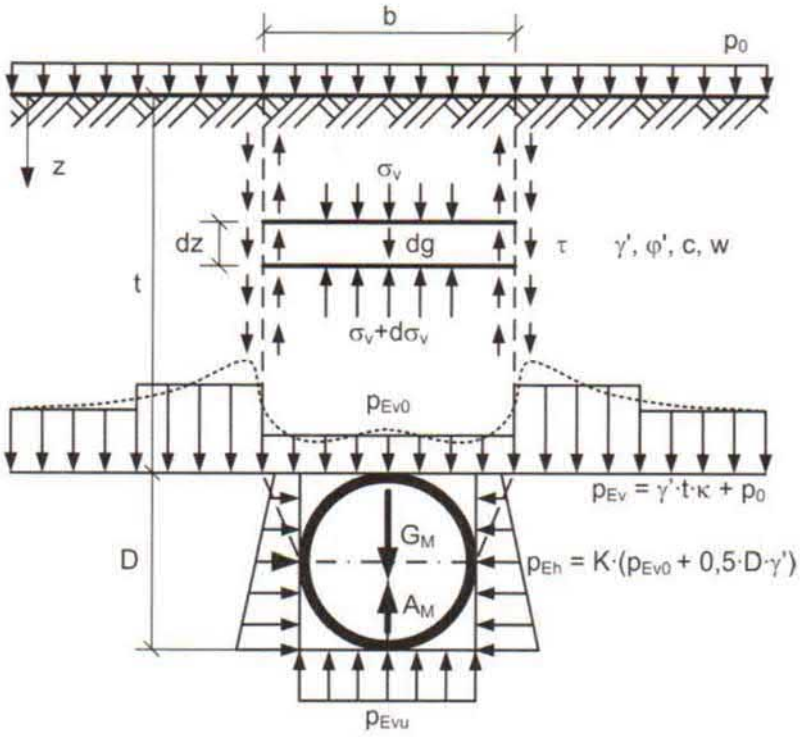


Abb. 67: Bruchmodell nach Terzaghi für einen Tunnel [36]

Abbildung 67 zeigt das vereinfachte Bruchmodell von Terzaghi [36], bei dem neben den Einwirkungen an der Geländeoberfläche p_0 auch die Gewichtskräfte d_g der differentiellen Bodenelemente über dem Hohlraum wirken und in Höhe der Firste des Hohlraums den vertikalen Erddruck p_{Ev0} erzeugen. Daneben wirken der horizontale Erddruck p_{Eh} in Höhe des Hohlraumquerschnitts und der vertikale Erddruck in Hohlraumsohle p_{EvU}. Für die Berechnung der maßgeblichen Erddrücke p_i werden entsprechend der o. g. Festlegungen jeweils die voll

mobilisierbaren Reibungswinkel δ = φ´ (siehe Abb. 64) und damit die voll mobilisierbaren Erddrücke p_i angesetzt.

Abbildung 67 zeigt ferner die oben beschriebene Umlagerung der Einwirkungen durch Gewölbebildung (gemäß Abb. 62) auf die Seitenbereiche des Hohlraums. Dies zeigen auch die FE-Berechnungen in Abbildung 65. Die Abminderung des vertikalen Erddrucks in Höhe der Hohlraumfirste erfolgt mit Hilfe des Abminderungsfaktors k [36]. Dieser kann für unterschiedliche Reibungswinkel eines kohäsionslosen Bodens und für einen Erddruckbeiwert von K = 0,5 in Abhängigkeit vom Hohlraumdurchmesser D zur Tiefe der Hohlraumfirste unter Geländeoberfläche bestimmt werden (Abb. 68).

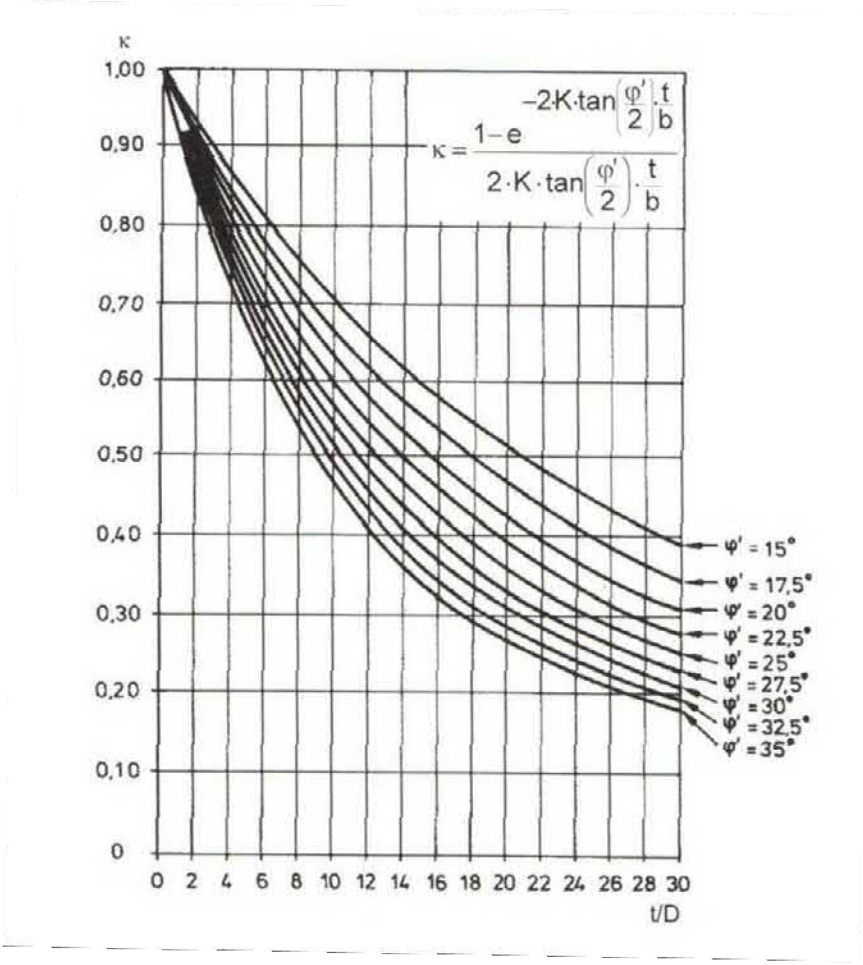


Abb. 68: Abminderungsfaktor k für einen kohäsionslosen Boden und einen Erddruckbeiwert K = 0,5

Der Einflussbereich des Hohlraums auf die Geländeoberfläche kann unter Berücksichtigung der Gewölbewirkung nach Abbildung 69 abgeschätzt werden.

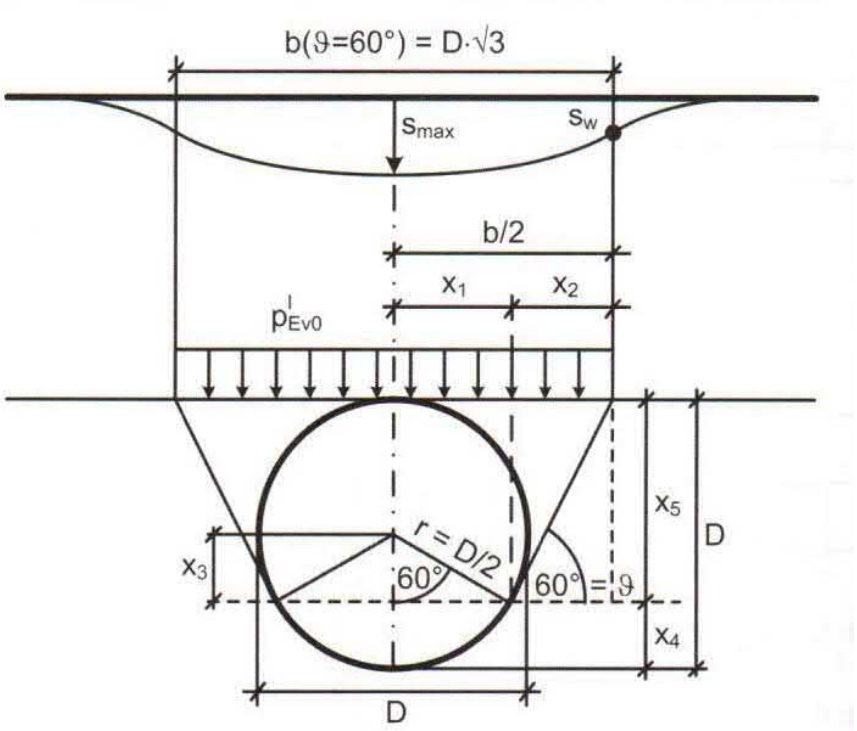


Abb. 69: Einflussbereich des Hohlraums an der Tagesoberfläche

Dabei wird angenommen, dass der sich aus dem Hohlraum ergebende Einflussbereich infolge der Gewölbebildung durch die beiden Tangenten unter einem Winkel von $\vartheta = (45° + \varphi'/2)$ bis zur Hohlraumfirste gebildet wird. Oberhalb der Hohlraumfirste ist die geometrische Begrenzung durch die beiden vertikalen Schnittflächen vorgegeben. Hieraus ergibt sich eine Einflussbreite von $b = D \cdot \sqrt{3}$ an der Geländeoberfläche. Dies ergibt z. B. bei einem Hohlraumdurchmesser von 2 m eine Einflussbreite an der Geländeoberfläche von rund 4,5 m. Auf dieser Breite werden die Einwirkungen aus der Geländeauflast und des Bodens bei voller Mobilisierung der Scherkräfte durch Umlagerung der Einwirkungen auf den Hohlraum aktiviert.

5.2 Schächte

5.2.1 Schachttypen – Zustand und Verfüllung

Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen vertikalen (seigeren), geneigten (tonnlägigen) und abgesetzten (gebrochenen) Schächten.

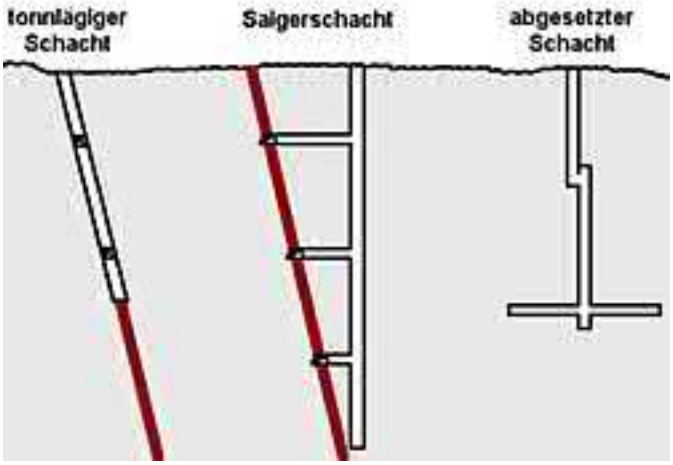


Abb. 70: Prinzipskizze Schachttypen

Seigere Schächte wurden überwiegend bei mächtigem Deckgebirge abgeteuft, um möglichst kurze Verbindungsstrecken von der Tagesoberfläche zur Lagerstätte zu erhalten. Gebrochene Schächte sind in geringen Teufen sehr selten abgeteuft worden, da sie die Förderung der Bodenschätze deutlich erschweren. Teilweise wurden seigere Schächte später tonnlägig weitergeführt. Tonnlägige Schächte wurden überwiegend bei sehr günstigen Gebirgsverhältnissen und leicht zugänglicher Lagerstätte abgeteuft.

Der Querschnitt der Schächte kann rechteckig, quadratisch, kreisrund oder oval ausgebildet sein. Die Abmessungen betrugen früher 1 bis 2 m, später dann bis 4 m und seit 1920 sogar 8 m und mehr.

Für die hier zu bearbeitende Fragestellung ist der technische Schachtzustand von wesentlicher Bedeutung. Hier ist grundsätzlich zu unterscheiden zwischen ausgebauten und nicht ausgebauten, verfüllten, teilverfüllten und nicht verfüllten und abgedeckten Schächten. Im Allgemeinen besitzen auch verfüllte, teilverfüllte und auch nicht verfüllte Schächte unabhängig von der Art ihres Ausbaus eine Abdeckung.

Bei der Verfüllung handelt es sich meist um Lockermassen, die in den Schacht verstürzt wurden. Neben natürlichen Lockergesteinen (Sande, Kiese, Schluffe, Tone u. a.) wurde sehr häufig auch Abraum bei der Rohstoffgewinnung (Felsstücke, Waschberge) und teilweise auch Reststoffe aus Produktionsbetrieben (Bauschutt, Flugasche, Schlacke u. ä.) verwendet. Da die Füllmaterialen in der Regel nicht aufbereitet wurden, ist ihre Zusammensetzung meist heterogen. Im Allgemeinen liegt, bedingt durch den Versturzvorgang, nur eine lockere Lagerung, bestenfalls eine mitteldichte Lagerung vor. Hierdurch besteht grundsätzlich die Gefahr von Umlagerungen des Füllmaterials, z. B. durch Zutritt von Grundwasser oder Grubenwasser und damit die Gefahr des Abgehens einer Füllsäule, verbunden mit einem Risiko für die Standsicherheit der Tagesoberfläche. Dies kann auch zu einer Gefährdung der öffentlichen Sicherheit führen.

5.2.2 Einwirkungen

Bei den Einwirkungen auf Schächte ist zu unterscheiden zwischen äußeren und inneren Einwirkungen.

Zu den äußeren Einwirkungen zählen:

- Erddruck,
- Felsdruck,
- Wasserdruck,
- Quelldruck,
- Abbaueinwirkungen,
- Einwirkungen an der Geländeoberfläche,
- Einwirkungen aus Erdbeben.

Zu den inneren Einwirkungen zählen:

- Ringdruck im Ausbau,
- Vertikalspannung im Ausbau,
- Seitendruck des Füllguts,
- Sog aus Füllsäulenbewegungen.

5.2.3 Hohlraum und räumlicher Spannungszustand – Versagensmodelle

Im Gegensatz zu den untertägigen Hohlräumen gemäß Kapitel 5.1, die im Allgemeinen ein ebenes System darstellen, da sie horizontal lang gestreckt sind und die Tagesoberfläche nicht erreichen, handelt es sich bei Schächten um ein räumliches System, das meist achsensymmetrisch, häufig auch kreisrund ausgebildet und in der Regel von der Tagesoberfläche aus abgeteuft wurde. Für die Beurteilung der Standsicherheit eines Schachts und damit der Tagesoberfläche spielen die an der Schachtwandung wirkenden Horizontal- und Vertikalspannungen eine wesentliche Rolle. Diese sind abhängig von dem jeweiligen Verschiebungszustand im Boden in Nähe der Schachtwandung.

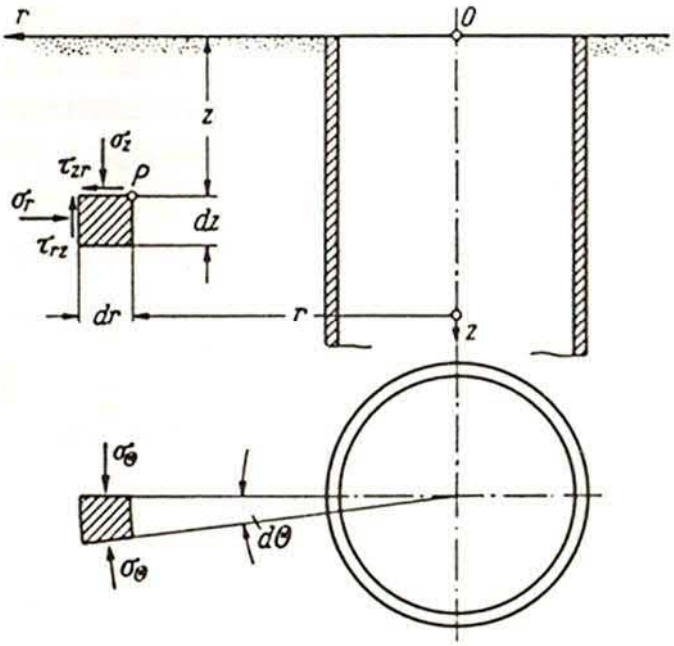


Abb. 71: Spannungen an einem Bodenelement in Schachtnähe [44]

Für den Fall, dass die Schachtwandung so steif ist, dass Bewegungen und Durchbiegungen der Wand nicht auftreten können, kann vom Ruhedruckzustand ausgegangen werden. Dieser Fall tritt aber in der Praxis, insbesondere bei alten Schächten, nicht auf. Durch das Abteufen des Schachts und durch Aktivitäten in der Schachtumgebung treten stets Bodenbewegungen auf, die im Boden und an der Schachtwandung Reibungswiderstände wecken. Treten sehr große Verschiebungen auf, dann geraten auch hier die Bodenschichten in Nähe des Schachts in den plastischen Zustand. Für diesen Fall finden sich in [32] für axialsymmetrische Schächte entsprechende Lösungen für die Ermittlung der wirkenden Spannungen (Erddruck, Erdwiderstand) und auch für die Gleitflächen.

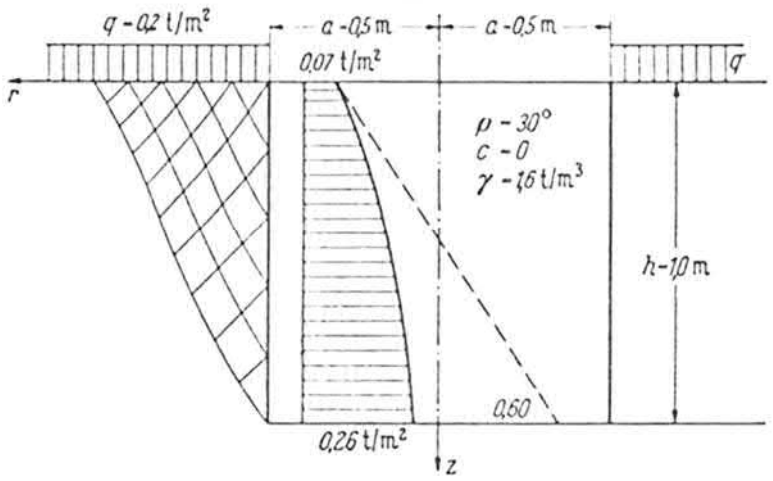


Abb. 72: Erddruck auf eine senkrechte, kreiszylindrische Fläche mit Darstellung des Gleitliniennetzes [32]

Gemäß Abbildung 72 ergeben sich so für einen rund 10 m tiefen kreisrunden Schacht mit einem Durchmesser von 1,0 m im Lockergestein, bestehend aus einem Sand mit den geotechnischen Kenngrößen aus Abbildung 72, Erddrücke an der Geländeoberfläche von 0,7 kN/m² und in 10 m Tiefe von 2,6 kN/m². Ohne Berücksichtigung der räumlichen Wirkung hätte der maximale Erddruck 6 kN/m² betragen. Es findet hier also eine deutliche lokale Entlastung statt.

Das in Abbildung 72 dargestellte Gleitliniennetz zeigt ferner, in welchem Bereich die Bodenbewegungen stattfinden. Die Gleitlinien verlaufen nahezu geradlinig, so dass sie auch durch Geraden ersetzt werden können. Dies ist in Abbildung 73 dargestellt. Die Neigung dieser Gerade beträgt dann im Falle der Erddruckes (45°+φ/2) gemessen zur Horizontalen. Dafür findet sich nach Beresanzew auch unter dieser Bedingung eine Näherungslösung [32].

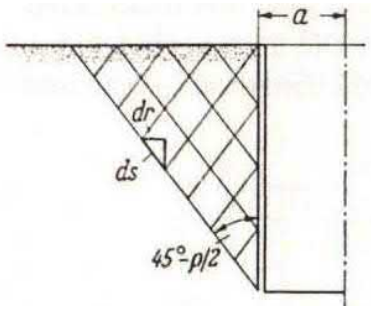


Abb. 73: Gerade Gleitflächen unter (45°-φ/2) zur Vertikalen bzw. unter (45°+φ/2) zur Horizontalen geneigt [32]

Außerhalb des durch Gleitlinien durchzogenen Bereichs finden keine Bodenbewegungen statt.

In der Abbildung 74 ist der horizontale Erddruck σ_r auf eine kreiszylindrische Schachtwandung nach dem Näherungsverfahren von Beresanzew [32] in Abhängigkeit der Schachtgeometrie und der geotechnischen Kenngrößen eines Sandes mit der Wichte γ und dem Reibungswinkel von $\varphi = 20°$ bis $\varphi = 35°$ angegeben. Deutlich ist der mit der Tiefe abfallende Erddruckzuwachs und damit der Einfluss der räumlichen Wirkung zu erkennen.

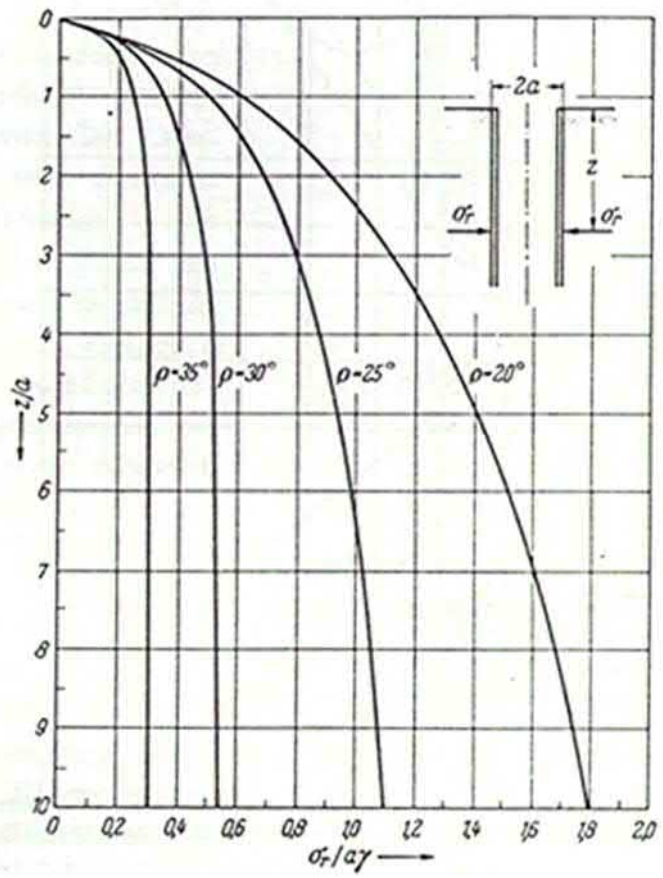


Abb. 74: Horizontaler Erddruck σ_r auf eine kreisrunde Schachtwandung im Sand nach dem Näherungsverfahren von Beresanzew [32]

Für den Fall einer waagerechten Geländeoberfläche, einer senkrechten Schachtwand, kann der wirksame Gleitkörper bei Vernachlässigung der Wandreibung und ebenen Gleitflächen als räumlicher Kegelstumpf gemäß Abbildung 75 dargestellt werden.

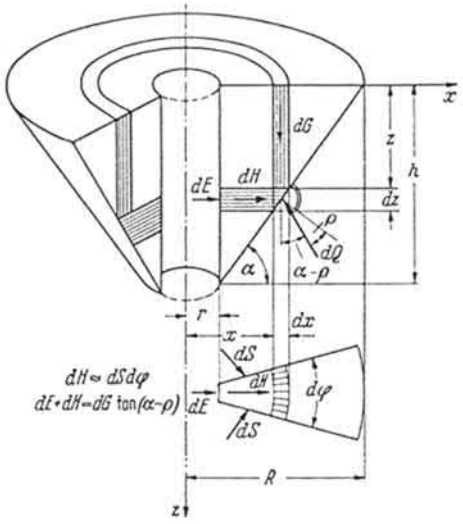


Abb. 75: Gleitkörper an Schachtwänden als Kegelstumpf [44]

Steinfeld [53] hat in seiner Arbeit basierend auf der klassischen Erddrucktheorie aus den Gleichgewichtsbedingungen und den geometrischen Verhältnissen für einen Schacht mit einem Durchmesser D = 2 ▪ r = 3,55 m (mit r als Radius) und einer Tiefe von 7,5 m den Erddruck und die Gleitflächenneigung für einen anstehenden Sand (Wichte $\gamma = 18$ kN/m³ und Reibungswinkel $\varphi = 30°$) ermittelt. Aus der Darstellung in Abbildung 76 wird ersichtlich, dass mit zunehmender Tiefe des Schachts der Erddruck bis zu einem Maximalwert (im vorliegenden Fall 24,5 kN/m² in einer Tiefe von etwa 6,5 m) ansteigt, dann aber wieder abfällt und den Maximalwert nicht mehr erreicht.

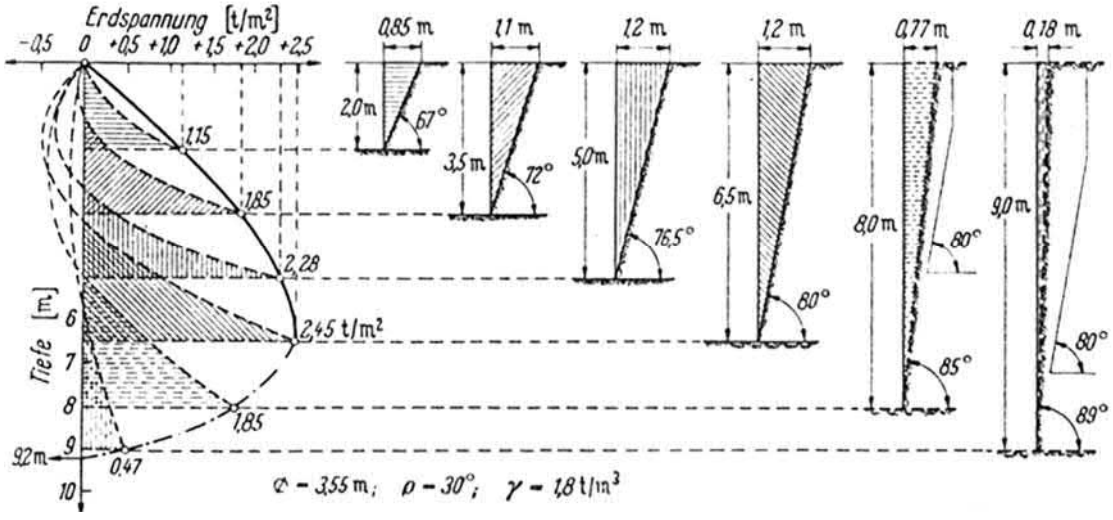


Abb. 76: Erddruck und Gleitflächenwinkel in einem Sand in verschiedenen Schachttiefen nach Steinfeld [53]

Die berechneten Gleitflächenwinkel betragen im vorliegenden Beispiel 67°, in einer Tiefe von 2,0 m, bis 80°, ab einer Tiefe von 6,5 m, jeweils gemessen zur Horizontalen. Nach den Überlegungen in [53] und [44] wird davon ausgegangen, dass ab der Tiefe des maximalen Erddruckes, hier ab etwa 6,5 m, keine durchgehend ebene Gleitflächen, sondern gebrochene Gleitflächen auftreten, die entsprechend der Darstellung in Abbildung 76 zur Geländeoberfläche hin senkrecht austreten.

5.3 Beurteilung der vorliegenden Erkenntnisse für untertägige Hohlräume und Schächte aus geotechnischer Sicht

Die Ergebnisse der Auswertung und Bewertung der vorliegenden Erkenntnisse für Bruchvorgänge im Lockergestein können wie folgt zusammengefasst werden:

1. Für untertägige Hohlräume
   - Über einem Hohlraum findet durch eine Gewölbebildung eine Umlagerung der Spannungen um diesen statt.
   - Der Einflussbereich des Abbauhohlraums auf die Tagesoberfläche kann gemäß Abbildung 69 mit $b = D \cdot \sqrt{3}$ angegeben werden.
   - Versagt der Hohlraum vollständig, verlaufen die Gleitflächen als Tangente an einem kreisrunden Abbauhohlraum bzw. von der Unterkante eines rechteckigen Hohlraums unter einem Neigungswinkel von $\vartheta = 45° + \varphi/2$. Für einen nicht bindigen Boden, z. B. einen Sand, ergibt sich damit ein Neigungswinkel von rund 60°.
   - Außerhalb dieses Bereichs treten keine Bodenbewegungen auf.

2. Für Schächte

   - Infolge der räumlichen Wirkung der Spannungen um den Schacht, tritt mit zunehmender Schachttiefe durch Erhöhung des Ringdrucks eine Reduzierung des Erddruckzuwachses auf.
   - Ab dem Erreichen des Maximalwerts fällt der Erddruck über die Tiefe wieder ab.
   - Die ermittelten Gleitflächenwinkel werden mit zunehmender Tiefe steiler, von ca. 60° bis hin zu 80°, um ab einer Tiefe des maximalen Erddrucks senkrecht bis zur Tagesoberfläche auszutreten. Dadurch ergibt sich eine gebrochene Gleitfläche.
   - Außerhalb dieses mit Gleitflächen begrenzten Bereichs treten keine Bodenbewegungen auf.

5.4 Einfluss des Grund- und Sickerwassers auf die Umlagerung von Böden oberhalb von untertägigen Hohlräumen

Noch lange nach der Hohlraumbildung können über untertägigen Hohlräumen Tagesbrüche und Erdfälle entstehen (siehe Abbildung 58). Wenn durch Wasser Bodenschichten in tiefere Hohlräume oder Bruchzonen einfließen können (Stofftransport), entsteht an der Geländeoberfläche ein Trichter. Dabei werden durch das Wasser Bodenteilchen in Richtung Hohlraum bewegt. Ggf. entsteht vorübergehend noch ein Stützgewölbe (Dom), das schlagartig kollabieren kann, wenn weitere Umlagerungen ausgelöst durch Wasser oder Erschütterungen einwirken. Die Folge ist eine Schlotbildung, die an der Tagesoberfläche einen Trichter entstehen lässt.

Diese Versagensform wird als Erdfall bezeichnet und setzt folgendes voraus:

1. Es ist ein untertägiger Hohlraum vorhanden, der nach oben offen steht.
2. Oberhalb des Hohlraums sind feinkörnige, gleichkörnige Böden vorhanden, die unter Wassereinwirkung zum Fließen neigen (z. B. Fließsande, schluffige Sande u. ä.).
3. Grundwasser steigt auf/sinkt ab oder Sickerwasser (durch Niederschlag, defekte Leitungen u. a.) verringert die Reibung zwischen den einzelnen Bodenkörnern.
4. Das Korngerüst bleibt danach solange instabil, bis sich ein neues Stützgewölbe ausgebildet hat oder der Hohlraum vollständig durch Boden gefüllt wurde.

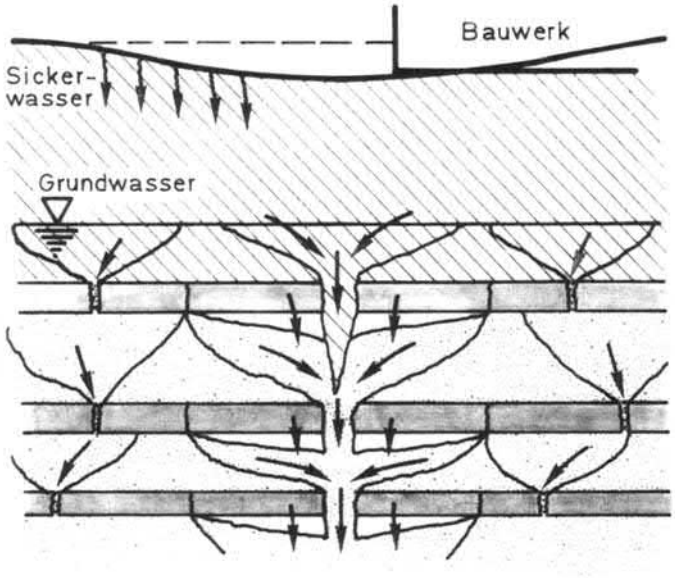


Abb. 77: Umlagerung von Böden der Deckschicht in untertägige Hohlräume infolge der Einwirkung aus Grund- und Sickerwasser

Den Vorgang der Bodenbewegungen durch Wasser beschreibt Abbildung 77. Deutlich zu erkennen ist die Fließbewegung der Bodenkörner in den oder in die Hohlräume des Untergrundes.

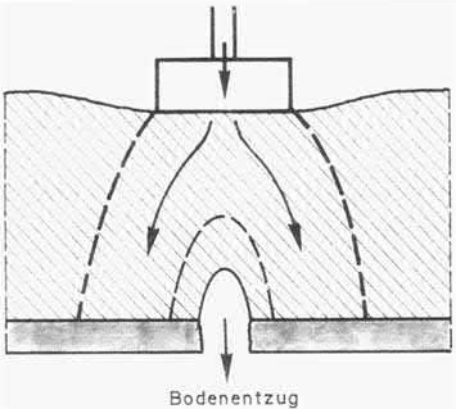


Abb. 78: Gewölbebildung über einem untertägigen Hohlraum nach Eintritt eines Bodenentzuges

Für die Berechnung kann gemäß Abbildung 62 die Umlagerung nach der Theorie von Terzaghi ermittelt werden.

Eigene Berechnungen für unterschiedliche Geometrien des Hohlraums (hier ausgedrückt durch Spaltbreite b = Hohlraumbreite) und unterschiedliche geotechnische Kennwerte (ungünstige Annahme: Sande) sind in den nachfolgenden drei Abbildungen dargestellt. Die erforderliche Höhe

h des stabilen Bodenblocks über dem Hohlraum mit der Breite b kann den Graphiken entnommen werden. Bei den Berechnungen wurde davon ausgegangen, dass die Geländeoberfläche unbelastet (keine aufstehenden Gebäude) und der Hohlraum räumlich nicht begrenzt ist (ungünstige Annahme: ebener Fall). In die Berechnungen wurde kein Sicherheitsfaktor eingeführt. Die farblich unterlegte Kurve grenzt den stabilen Bereich, in dem die Schubkraft am Bodenblock größer als die Gewichtskraft ist, vom instabilen Bereich ab.

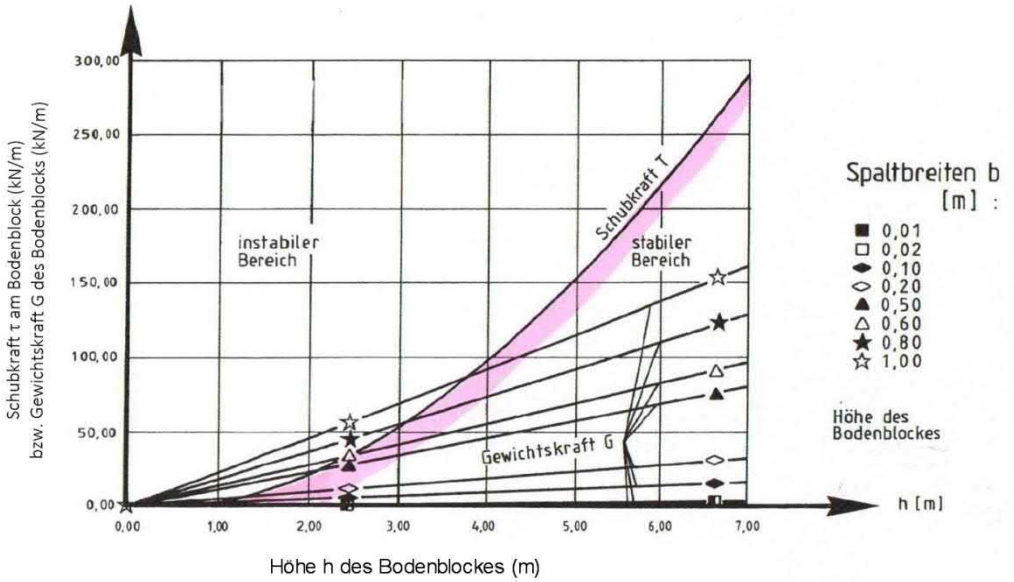


Abb. 79: Ermittlung der Höhe h des stabilen Bodenblocks über einem Hohlraum der Breite b für einen Sand über einem durchgehenden Grundwasserspiegel

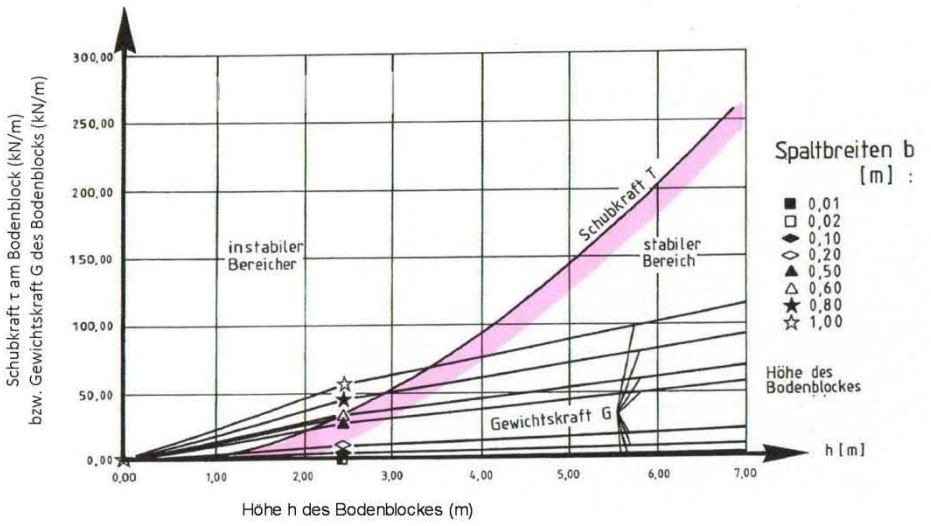


Abb. 80: Ermittlung der Höhe h des stabilen Bodenblocks über einem Hohlraum der Breite b für einen schluffigen Sand unter dem Grundwasserspiegel (GW = 2,45 m tief)

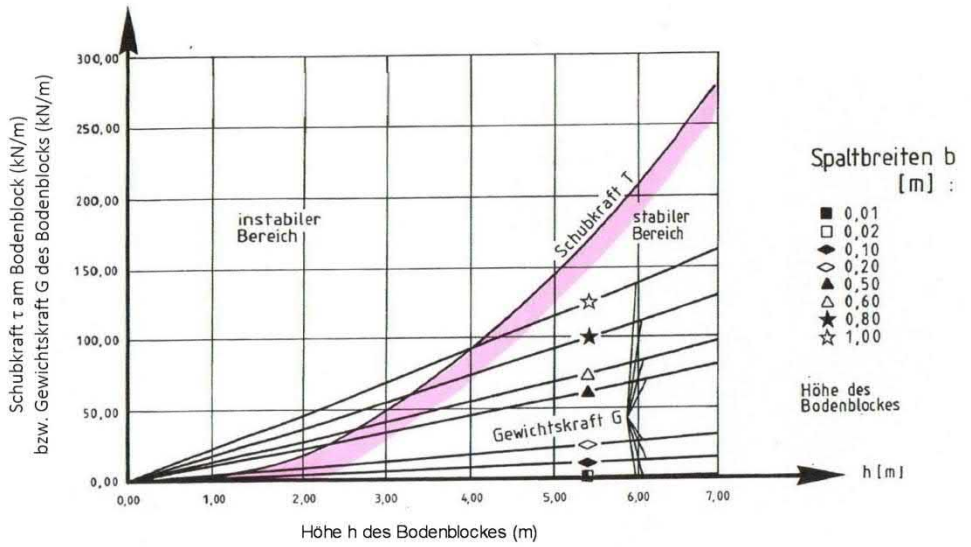


Abb. 81: Ermittlung der Höhe h des stabilen Bodenblocks über einem Hohlraum der Breite b für einen stark schluffigen, kalkhaltigen Sand über einem durchgehenden Grundwasserspiegel

Wie den Abbildungen 79 bis 81 zu entnehmen ist, kann bei einem 1,0 m breiten Bodenblock von einem Grenzgleichgewicht ausgegangen werden, wenn dieser eine Höhe von mindestens $h \geq 4$ m besitzt. Bei Einführung eines Sicherheitsfaktors von $\eta = 1{,}5$ würde sich die erforderliche Höhe h des Bodenblockes im ungünstigsten Fall auf h = 6,0 m (Abb. 81) erhöhen.

Hieraus kann abgeleitet werden, dass bei einer Lockergesteinsüberdeckung von mindestens 6 m (schluffige Sande bei stationärem, strömungsfreiem Grundwasser) über einem 1,0 m breiten Hohlraum (Spalte) ein Verbruch der Überlagerung mit ausreichender Sicherheit (Sicherheitsfaktor $\eta = 1{,}5$) ausgeschlossen werden kann. Für andere geometrische oder geotechnische Verhältnisse sind vergleichbare, gesonderte Untersuchungen erforderlich und bei strömendem Grundwasser ebenfalls.

6 Bemessung von Einwirkungsbereichen des Altbergbaus

6.1 Regelwerke in NRW

Die Zuständigkeit der Bergbehörde für die Abwehr von Gefahren aus verlassenen Grubenbauen des Bergbaus beruht in Nordrhein-Westfalen auf § 48 Abs. 3 des Gesetzes über Aufbau und Befugnisse der Ordnungsbehörden - Ordnungsbehördengesetz (OBG) - in der Fassung der Bekanntmachung vom 13. Mai 1980. Danach ist die Bergbehörde NRW nicht nur für die unter Bergaufsicht stehenden Betriebe zuständig, sondern auch für Maßnahmen zur Abwehr von Gefahren aus verlassenen Grubenbauen, die nicht mehr der Bergaufsicht unterliegen.

Hinsichtlich der Einwirkungsbereiche von Schächten gab es in NRW eine interne Verwaltungsanweisung von 1971, die Angaben zur Größe der sogenannten Schachtschutzbereiche enthielt. In der früheren Rundverfügung betr. Sicherheitsabstand zwischen verfüllten Schächten und zu errichtenden Gebäuden wurde es als ausreichend angesehen, einen 20 m-Bereich um die äußere Schachtmauerung von Bebauung freizuhalten. Dieser Bereich wurde als bruch- und einsturzgefährdet angesehen. Diese Rundverfügung wurde mit der Einführung des Leitfadens der Bezirksregierung Arnsberg, Abt. Bergbau und Energie in NRW, für das Verwahren von Tagesschächten vom 05.12.2007 - 86.18.13.1-8-35 – aufgehoben.

Mit der Rundverfügung vom 7. März 1990 – 18.13.1-9-14 – (A 2.26) - Sicherung von zutage ausgehenden aufgegebenen und verlassenen Grubenbauen mit weniger als 20 gon Neigung - werden nunmehr auch Maßnahmen zur dauerhaften Sicherung von zutage ausgehenden aufgegebenen Grubenbauen angegeben, die wegen ihrer Neigung von weniger als 20 gon bisher nicht durch Richtlinien des ehemaligen Landesoberbergamts NRW erfasst waren.

In der Rundverfügung wird davon ausgegangen, dass zutage ausgehende Grubenbaue mit weniger als 20 gon Neigung standsicher sind, wenn sie im standsicheren Gebirge aufgefahren wurden, die Breite gleich oder kleiner der Höhe des Grubenbaus ist und die Felsgesteinsüberdeckung mindestens der vierfachen Höhe des Grubenbaus entspricht.

6.2 Tagesnaher Bergbau

Nach Welz [76] sind etwa 77 % der gemeldeten bergbaubedingten Tagesbrüche über tagesnahen Hohlräumen und etwa 23 % in räumlicher Nähe von verlassenen Tagesöffnungen des Bergbaus eingetreten. In Nordrhein-Westfalen wird die Tagesbruchgefährdung derzeit unabhängig von dem jeweiligen Abbaurevier nach den Hüllkurvendiagrammen von Hollmann/Nürenberg [66] ermittelt. Hierbei handelt es sich um ein empirisches Verfahren, das aus den Erkenntnissen des südlichen Ruhrreviers entwickelt worden ist. Im Folgenden wird auf dieses Verfahren eingegangen. Weiterhin werden auch außerhalb Nordrhein-Westfalens genutzte Prognoseverfahren des deutschen Bergbaus vorgestellt.

Die in diesem Kapitel ausgewiesenen Gefährdungsbereiche an der Tagesoberfläche sind ohne Führen eines Standsicherheitsnachweises bzw. ohne Durchführung von Sicherungsmaßnahmen von jeglicher baulicher Nutzung freizuhalten, sofern die Gründung der Bauwerke nicht außerhalb der Gefährdungsbereiche erfolgt.

6.2.1 Hüllkurvendiagramme nach Hollmann/Nürenberg

In [64] definiert Hollmann die Grenzteufe des zeitlich unbegrenzt einwirkungsrelevanten tagesnahen Bergbaus mit etwa 60 m. Er unterteilt den tagesnahen Bergbau in zwei Zonen. Als Bergbau im Ausgehenden der Flöze bezeichnet er alle Grubenbaue im Teufenbereich von 0 bis 40 m ±10 m. Die Einwirkungen dieser Grubenbaue liegen außerhalb der aus der Lehmannschen Trogtheorie abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten der Bergschadenkunde. Zurückgeführt wird dies darauf, dass sich Bruchkanten über die Kreuzlinien zwischen den Trennfugen des Gebirges einstellen. Die Lagerung, Ausbildung und Zerlegung der Dachschichten sowie die hydrologischen Verhältnisse sind wesentliche Faktoren für das Eintreten von Tagesbrüchen.

Weiterhin ordnet Hollmann die Abbauflächen im Teufenbereich von 40 bis 60 m ±10 m ebenfalls dem tagesnahen Bergbau zu. Hier brechen zunächst die unmittelbaren Dachschichten stückig bis klotzig herein. Das Haupthangende senkt sich in großen Blöcken ab. Darauf setzt sich das Gebirge in größeren Schollen, in denen keine weitere Auflockerung eintritt. Diese Schollen verdichten durch ihr Eigengewicht das zerbrochene Gestein, bis es wieder über Materialbrücken trägt. Bei den hier auftretenden Bewegungen an der Tagesoberfläche verwischt die Grenze zwischen Setzung und Sackung.

1971 berichtet Hollmann in [65] über vorliegende Auswertungen von Schadensfällen, die eine Grenzteufe für tagesbruchverursachende Felshohlräume bei 30 m unter der Felsoberfläche annehmen lassen. Er empfiehlt jedoch weiterhin, den Gesamtbereich des tagesnahen Bergbaus bis 60 m Teufe zur Bewertung der Standsicherheit der Tagesoberfläche zu betrachten.

In einem Rückblick auf die Festlegung der möglichen Gefahrenzonen in den 1960er Jahren beschreibt Hollmann, dass mit Bezug auf die Bergverordnung für die Steinkohlenbergwerke (BVOSt) im Verwaltungsbezirk des Oberbergamtes Dortmund vom 18.12.1964 die theoretische Grenzteufe für tagesbruchverursachende Grubenbaue unter Bezugnahme auf §122 „Schutzbereiche“ auf 20 m festgesetzt wurde. Für Abbauflächen, in deren Senkungsbereich an der Tagesoberfläche noch mit Nachwirkungen gerechnet werden muss, erfolgte dies analog zu §127 „Verfüllung von Grubenbauen“ auf 50 m. Die Einwirkungsbereiche an der Tagesoberfläche wurden durch die Ausbisslinien der Flöze und/oder durch die Kreuzlinie des in diesen Teufen angelegten Bruchwinkels von 70 gon mit der Tagesoberfläche konstruiert.

Ausgewertet wurden in der oben genannten Studie von Hollmann [65] 307 Tagesbrüche zwischen 1961 und 1971, deren „Herd“ freigelegt oder durch Bohrungen erkundet wurde. Hieraus wurden die Kurven für die Tagesbruchgefährdung abgeleitet. Betrachtet wurden dort lediglich das Einfallen der Flöze und der Abstand des Tagesbruchs einschließlich der Schadensfläche zum Flözausbiss. Diese Auswertung zeigte, dass die bisher angewandte Vorgehensweise zur Ermittlung der Tagesbruchgefahr zu große Gefährdungsbereiche an der Tagesoberfläche auswies. Etwa 90 % der ausgewerteten Schäden lagen im Einfallsbereich über 50 gon und hiervon wiederum 60 % in unmittelbarer Nähe des Ausbisses. Weitere 35 % lagen innerhalb des $^2/_3$-Abstandes vom Flözausbiß. In dem restlichen $^1/_3$-Abstand lagen nur sehr wenige Streuwerte.

Die in einem Diagramm dargestellte Kennlinie zeigt einen deutlichen Anstieg der Breite des Gefährdungsbereichs bei einem Einfallen um 40 gon. Zwischen 30 und 50 gon ist die Breite des Gefährdungsbereichs nahezu unverändert. Dies wird auf den Böschungswinkel des Haufwerks zurückgeführt.

Nach Auswertung aller Tagesbrüche wurde von Hollmann der Schluss gezogen, dass die Grenzteufe für das Fallen von Tagesbrüchen bei etwa 5 m liegt und dass dieser Wert bei einem Einfallen größer dem natürlichen Böschungswinkel lediglich durch das Abrutschen des nachgebrochenen Haufwerks verfälscht wird. Dieser Wert entspricht dem 2,5 bis 3-fachen der mittleren Flözmächtigkeit, die mit 2 m angesetzt wurde. Er ist auch der beobachteten Tagesbruch-

Grenzteufe für Stollen und Strecken in Bezug auf ihre lichte Höhe gleich und entspricht der Schüttungszahl für das Haufwerk zzgl. eines Anteils für die Bildung des Böschungskegels.

Als Grenzteufe für das Fallen von Tagesbrüchen ist die Mindestfestgesteinsüberdeckung eines Hohlraums zu verstehen.

Mit diesen Kennlinien ist das Verhalten im Niveau des anstehenden, nicht verwitterten Festgesteins (Felslinie) beschrieben. Bei einer Überlagerung durch Lockermassen ist dieser Bereich entsprechend der anstehenden Böden zu erweitern. Der zusätzlich anzulegende Böschungswinkel β ist von der Scherfestigkeit des Lockergesteins abhängig. Bei nicht bindigen Böden entspricht er dem Reibungswinkel φ, während bei bindigen Böden zusätzlich die Kohäsion c eingeht. Als Erfahrungswert schlägt Hollmann vor, für Teufen bis 12 m ein Böschungswinkel von 50 gon anzusetzen.

1972 erweiterten Hollmann/Nürenberg die Hüllkurven für die tagesbruchgefährdeten Bereiche um die setzungsgefährdeten Bereiche über tagesnahen Grubenbauen [66]. Die Systematik entspricht dabei den vorherigen Arbeiten. Hierzu wurden etwa 450 Baugruben und 5000 Bohrungen zur Ermittlung der Setzungsgefährdung ausgewertet.

Hieraus wurden die bankrechten Abstände der oberen Begrenzungsflächen der einzelnen Gefährdungszonen zum Flözhangenden in Abhängigkeit vom Schichteinfallen dargestellt. Die Grenzkurve der Tagesbruchgefährdung aus [65] wurde dabei umgerechnet.

Weiterhin wurden die Ausbissbreiten der einzelnen Gefährdungszonen im Niveau der Felslinie in Abhängigkeit vom Schichteinfallen dargestellt. Die Grenzkurven der Tagesbruchgefährdung wurden aus [65] übernommen, die übrigen Kennlinien wurden aus der o. a. Darstellung des bankrechten Abstandes errechnet. Das Ergebnis wird in Abbildung 82 wiedergegeben.

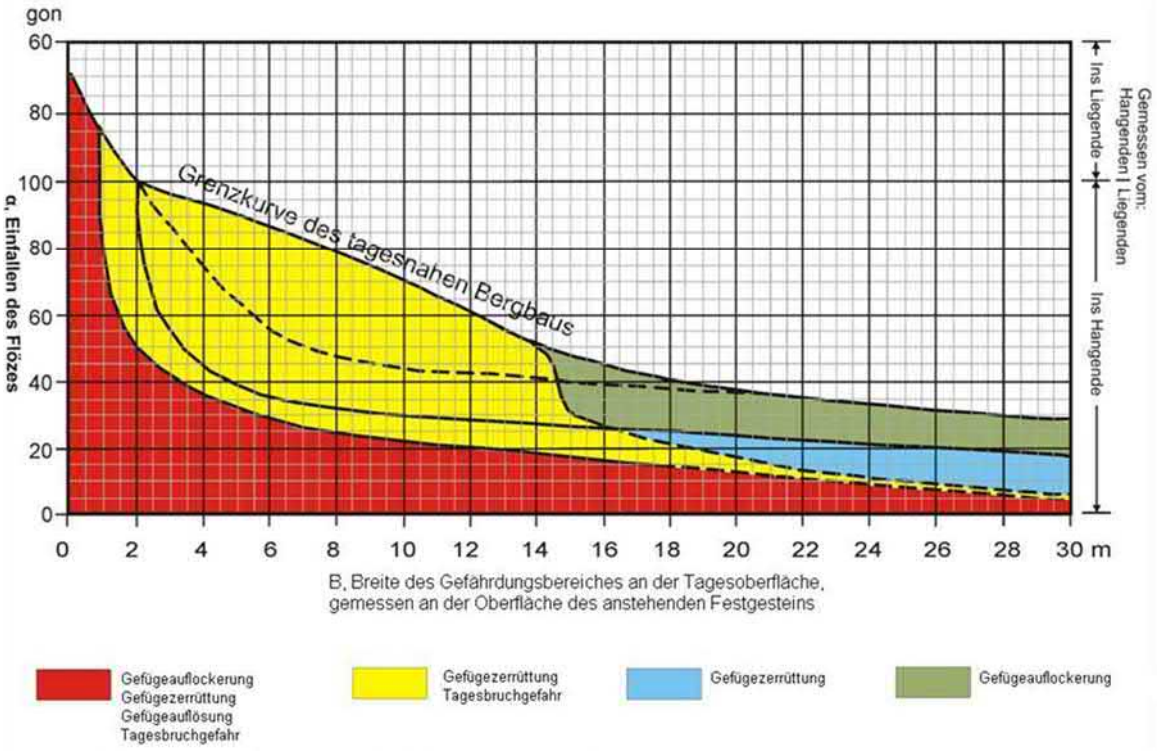


Abb. 82: Ausbissbreiten der potenziellen Gefahrenzonen aus tagesnahem Bergbau Hüllkurvendiagramm nach Hollmann/Nürenberg [66]

Abschließend wurden die seigeren Grenzabstände der Hohlräume zur Felslinie in Abhängigkeit vom Schichteinfallen dargestellt. Das Ergebnis ist in Abbildung 83 dargestellt. Alle Kennlinien wurden durch Umrechnung aus den direkt ermittelten Werten abgeleitet.

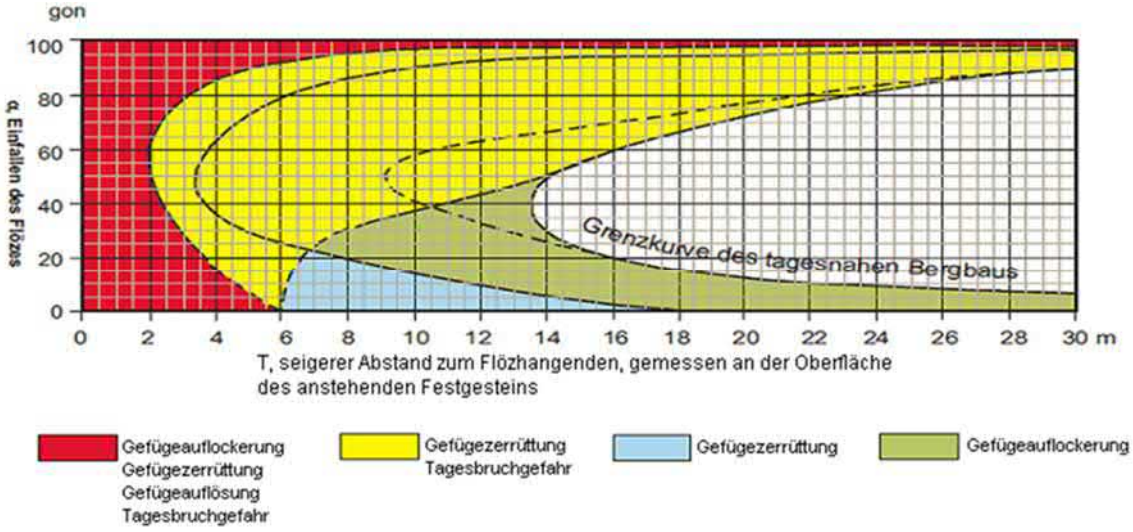


Abb. 83: Grenzteufen für potenzielle Gefahrenzonen aus tagesnahem Bergbau Hüllkurvendiagramm nach Hollmann/Nürenberg [66]

Aus Abbildung 83 ist ersichtlich, dass die Tagesbruchgefährdung bei 0 gon Einfallen bei einer weniger als 6 m mächtigen Felsüberdeckung einsetzt und bis zu 30 m Felsüberdeckung beim Einfallen von mehr als 90 gon ansteigt.

Abbildung 84 zeigt eine Prinzipskizze für den Einwirkungsbereich des tagesnahen Bergbaus.

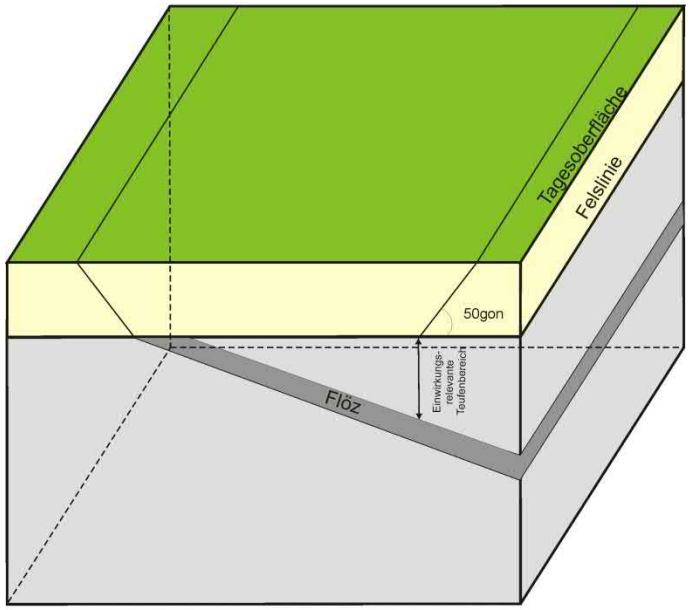


Abb. 84: Prinzipskizze Tagesnaher Abbau

6.2.2 Verfahren nach Fenk

Das Komplexmodell nach Fenk [60] wurde ursprünglich für die Berechnung der Abmessungen von Tagesbrüchen im Braunkohlentiefbau in Abhängigkeit von der Ausbildung des Deckgebirges über ostdeutschen Braunkohlenlagerstätten entwickelt.

Das überlagernde Lockermassendeckgebirge wird dabei in bindige und nicht bindige Schichten unterteilt. Auch die Wassersättigung der einzelnen Schichten findet Berücksichtigung. Der Verbruch wird in schichtspezifische Teilverbrüche zerlegt (Abb. 85).

Das Lockermassendeckgebirge wird somit in Bruchbereiche mit typischen Bruchkörperformen gegliedert. Durch Berücksichtigung der Wassersättigung werden Zonen mit Bruch- oder Fließverhalten unterschieden. Durch die Zerlegung in einzelne Schichten und den Ansatz der jeweiligen schichtspezifischen Parameter ergibt sich, dass der Verbruchschlot keine durchgängig zylindrische Form besitzt, sondern schichtweise unterschiedliche Bruchkörpergeometrien (Kreiszylinder, Kreiskegelstümpfe und Kugelausschnitte) aufweist (Abb. 85).

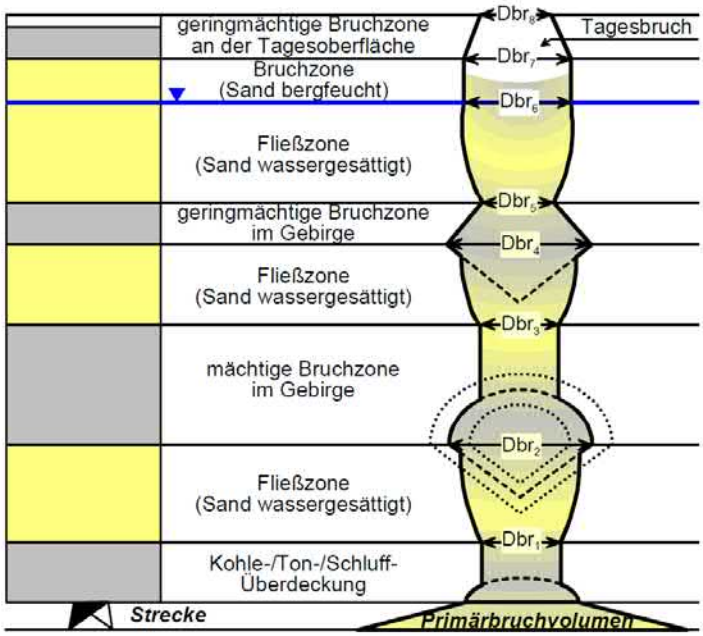


Abb. 85: Komplexmodell nach Fenk, in [71]

Nach Fenk sind die Hohlraumgeometrie, die Tiefenlage des Hohlraums sowie die Mächtigkeit und die geomechanische Beschaffenheit des Lockermassendeckgebirges für den Verbruchprozess entscheidend. Der Durchbruch an der Geländeoberfläche liegt meist senkrecht über dem primären Hohlraum. Bei einer geneigten Schichtlagerung über dem Hohlraum kann sich die Position des Tagesbruchs gegen das Schichteinfallen verschieben [60].

6.2.3 Verfahren nach Mainz

Mainz hat in seiner Dissertation [71] ein bodenmechanisches Mehrphasenmodell zum Verbruchgeschehen im Lockergestein entwickelt, das speziell die Deckgebirgseigenschaften des Aachener Reviers bei der Ermittlung der Einwirkungsbereiche an der Tagesoberfläche berücksichtigt.

Für die Ermittlung der Breite des Einwirkungsbereichs im Niveau der Felslinie greift auch Mainz auf die Hüllkurvendiagramme von Hollmann/Nürenberg zurück. Für die Deckgebirgsschichten führt er eine weitere Differenzierung ein. Er unterscheidet Bereiche im Aachener Revier, in denen lediglich eine kohäsionslose Überdeckung des Steinkohlengebirges gegeben ist, und Bereiche, in denen die bindigen Lintforter Schichten unmittelbar auf dem Steinkohlengebirge aufliegen.

Er gliedert den Verbruchprozess in insgesamt 5 Phasen. In Phase 1 schlägt der im Steinkohlengebirge geschaffene Hohlraum bis zur Felslinie bzw. bis zur Basis des Deckgebirges durch. Aufgrund der hier anstehenden kohäsiven Lintforter Schichten bildet sich der weitere Verbruch schlotartig bis an den Übergang zu den überlagernden Kiesen und Sanden der Hauptterrasse. In dieser Phase 2 nimmt der hydraulische Gradient zu, wodurch ebenfalls die Strömungsgeschwindigkeit des Sickerwassers steigt und somit die Erosions- bzw. Suffosionswirkung.

Bei Erreichen der unteren Schichtgrenze der Hauptterrasse brechen auch diese Schichten nach. Dabei tritt aufgrund der fehlenden Kohäsion in diesen rolligen Sedimenten ein anderes Bruchverhalten als in den bindigen Unteren Lintfort-Schichten auf. Es stellt sich eine trichterförmige Aufweitung des Verbruchs ein. Innerhalb der Terrassensedimente (Phase 3) setzt sich der Verbruch mit einem Winkel von 45° + $\varphi/2$ Richtung Tagesoberfläche fort. Bei Erreichen der überlagernden Lösslehmschichten versteilen sich die Flanken des Verbruchs und schlagen in Phase 4 durch die Kohäsion des Lösslehms wiederum nahezu senkrecht bis zur Tagesoberfläche durch.

Der entstandene Tagesbruch weist somit steile Böschungswände auf. Phase 5 beschreibt die Verflachung der Tagesbruchflanken entsprechend des Reibungswinkels, wenn der Tagesbruch längere Zeit offen stehen würde.

Abbildung 86 zeigt das Berechnungsmodell in Phase 3.

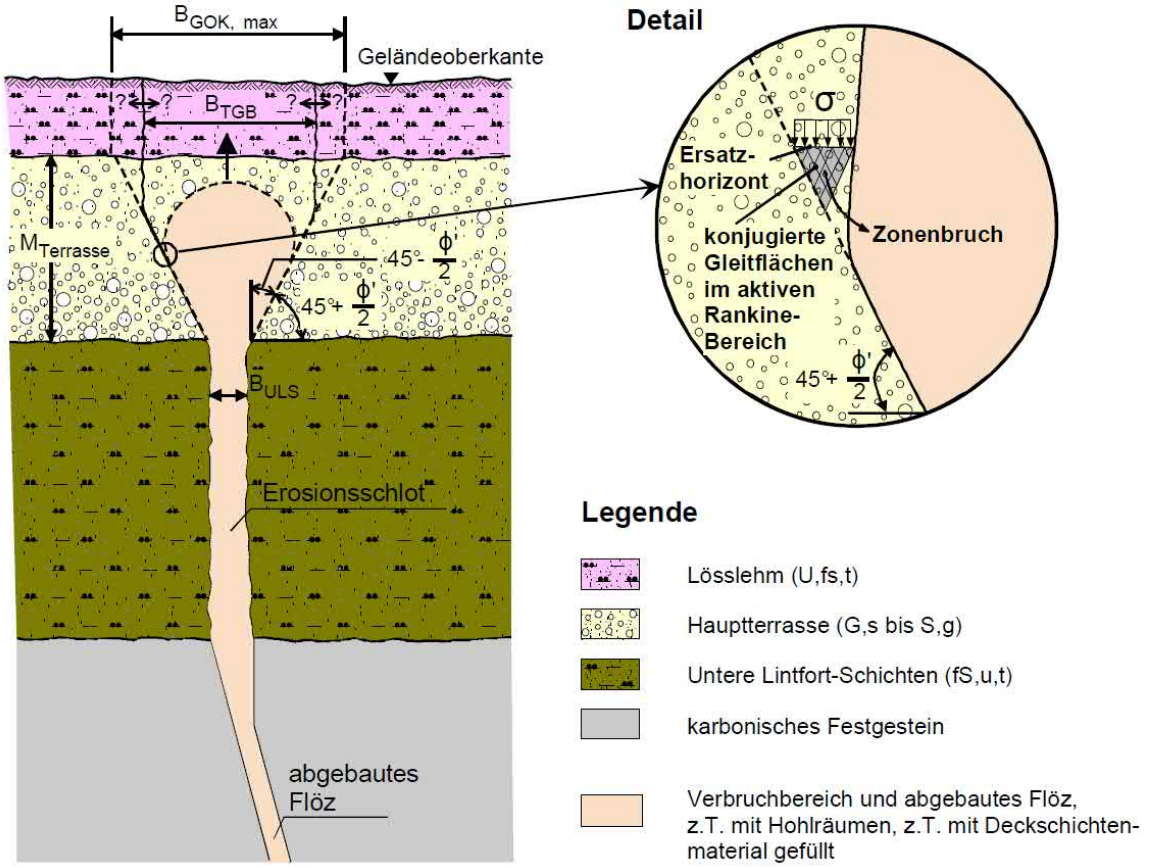


Abb. 86: Bodenmechanisches Berechnungsmodell für das Lockergestein [71]

mit:	$B_{GOK,\,max}$	= max. Tagesbruchbreite an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen	[m]
	B_{TGB}	= Tagesbruchbreite an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen	[m]
	B_{ULS}	= Breite des Hochbruches in den Unteren Lintfort-Schichten	[m]
	$M_{Terrasse}$	= Mächtigkeit der Terrassensedimente	[m]
	$\phi' = \varphi'$	= effektiver Reibungswinkel	[°]

Die maximale Tagesbruchbreite an der Geländeoberkante $B_{GOK,\,max}$ setzt sich zusammen aus der Breite des Schlots in den Unteren Lintfort-Schichten und der vom Reibungswinkel abhängigen seitlichen Ausdehnung des Hohlraums innerhalb der Terrassensedimente.

$$B_{GOK,\,max} = 2\, M_{Terrasse} \cdot \tan(45° - \varphi'/2) + B_{ULS}$$

Wesentlicher Faktor ist hier die Mächtigkeit der Terrassensedimente. Aufgrund möglicher Schwankungsbreiten und Zuverlässigkeiten der Mächtigkeitsangaben führt Mainz hier einen Sicherheitsfaktor von $\eta = 1{,}1$ ein. Als weitere allseitig anzusetzende Sicherheitszuschläge werden 4 m für den bautechnischen Sicherheitszuschlag d sowie die Lageungenauigkeit L eingeführt.

Somit wird der Gefährdungsbereich an der Tagesoberfläche von Mainz dann durch folgende Formel ausgewiesen:

$$B_{Gefährdung} = B_{FlözAusbiss} + B_{H\&N} + 2\,\eta\, M_{Terrasse} \cdot \tan(45° - 35°/2) + 2\,d + 2\,L$$

Vereinfacht:

$$B_{Gefährdung} = B_{FlözAusbiss} + B_{H\&N} + 1{,}15\, M_{Terrasse} + 2\,(d + L)$$

mit:

$B_{Gefährdung}$	=	Breite des Gefährdungsbereichs an der Geländeoberkante quer zum Flözstreichen	[m]
$B_{FlözAusbiss}$	=	Ausbissbreite des Flözes an der Oberkante des karbonischen Festgesteins	[m]
$B_{H\&N}$	=	Breite der Zone der Tagesbruchgefahr/Gefügezerrüttung an der Festgesteinsoberkante nach Hollmann/Nürenberg	[m]
$M_{Terrasse}$	=	Mächtigkeit der Terrassensedimente	[m]
D	=	bautechnischer Sicherheitszuschlag, im Allgemeinen: 4 m	[m]
L	=	Lagegenauigkeit	[m]
H	=	Sicherheitsfaktor; generell 1,1	[-]

Im Fall mehrerer nichtbindiger Schichten im Deckgebirge kann der Gefährdungsbereich nach der folgenden Formel bemessen werden:

$$B_{Gefährdung} = B_{FlözAusbiss} + B_{H\&N} + 2\,\eta \cdot \Sigma\,(M_i \cdot \tan(45° - \varphi_i'/2)) + 2\,(d + L)$$

6.2.4 Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz nach Meier

Bei diesem von Meier 1978 entwickelten Modell [72] handelt es sich um ein analytisches Verfahren, das auf Massenbilanzen basiert. Unter Berücksichtigung des Auflockerungsfaktors wird das Volumen des Bruchkörpers vor und nach dem Verbruch ermittelt und mit der Deckgebirgsmächtigkeit in Beziehung gebracht. Ermittelt wird eine Grenzdeckgebirgsmächtigkeit H_{max}, bei welcher der Verbruch aufgrund der Volumenzunahme des Bruchmaterials zum Stillstand kommt und der Verbruch sich totläuft. Über die Volumenbilanz wird die maximale Höhe des Bruchschlots unter Berücksichtigung der sich ausbildenden Schüttkegel in den offenen, seitlich vorhandenen Hohlraum errechnet. Ist die vorhandene Deckgebirgsmächtigkeit größer als die Grenzdeckgebirgsmächtigkeit, ist ein Tagesbruch ausgeschlossen. Es wird bei diesem Verfahren vorausgesetzt, dass kein untertägiger Abtransport der Bruchmassen in bestehende Hohlräume erfolgt.

Meier unterscheidet Verbrüche über Strecken (seitlich begrenzte Hohlräume) und Abbaufeldern (ohne seitliche Begrenzung). Die Berechnungsformeln für die Grenzdeckgebirgsmächtigkeit H_{max} sind in der folgenden Abbildung 87 wiedergegeben.

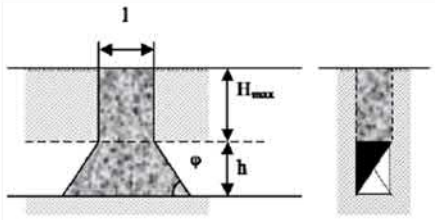
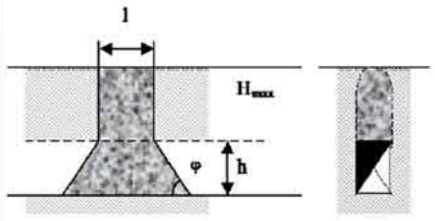
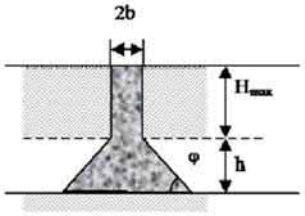
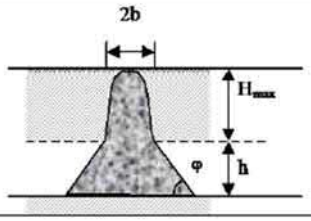
Skizze	Formel	Charakteristik
	$H_{max} = \frac{h}{s-1}\left(1+\frac{h}{l * \tan\varphi}\right)$ (1)	senkrechte Bruchflächen über seitlich begrenztem bergmännischen Hohlraum, z. B. Stollen, Strecken, Gangabbaue u. a.
	$H_{max} = \frac{1.274\,h}{s-1}\left(1+\frac{h}{l * \tan\varphi}\right)$ (2)	gewölbeartiger Verbruch (Verbruchform - stehende Halbellipse) über seitlich begrenztem bergmännischen Hohlraum, z. B. Stollen, Strecken, Gangabbaue u. a.
	$H_{max} = \frac{h}{s-1}\left(1+\frac{h}{b * \tan\varphi}+\frac{h^2}{3\,b^2\tan^2\varphi}\right)$ (3)	schlotartiger Hochbruch mit senkrechten Bruchflächen über Flächenabbauen ohne seitliche Begrenzung für den Bruchmassenkegel (Verbruchform - Zylinder)
	$H_{max} = \frac{1.5\,h}{s-1}\left(1+\frac{h}{b * \tan\varphi}+\frac{h^2}{3\,b^2 * \tan^2\varphi}\right)$ (4)	gewölbeartiger Hochbruch über Flächenabbauen, sonst wie vorher (Verbruchform - Rotationsellipsoid)

Abb. 87: Berechnungsvarianten der Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz nach Meier [73]

mit:

H_{max}	= Grenzdeckgebirgsmächtigkeit,	[m]
h	= Höhe des Hohlraums,	[m]
l	= Länge der bruchgefährdeten Strecke,	[m]
s	= Auflockerungsfaktor,	[-]
φ	= Reibungswinkel,	[°]
b	= halbe Breite des bergmännischen Hohlraums.	[m]

Wesentlich für das Ergebnis sind der Auflockerungsfaktor und der Reibungswinkel.

Der Auflockerungsfaktor beschreibt das Verhältnis des Volumens eines Körpers im verbrochenen Zustand zum Volumen vor dem Verbruch. Meier unterscheidet dabei zwischen einer vorübergehenden und der bleibenden Auflockerung nach Abklingen der Setzungen innerhalb des Verbruchmaterials. Der vorübergehende Wert charakterisiert die Auflockerung unmittelbar nach dem Verbruch. Nach Meier ist für die Bewertung der Tagesbruchgefahr ausschließlich die vorübergehende Auflockerung relevant. Als Auflockerungsfaktor setzt er Werte von 1,2 bis 2,0 an.

Tab. 14: Auflockerungsfaktoren nach Meier [73]

Gesteinsart	Auflockerungsfaktor
Löß	1,2
Sand	1,2 - 1,5
Ton	1,2 - 1,5
Braunkohle	1,2
Kalkstein	1,6 – 1,9
Tonschiefer	1,4 - 1,5
paläozoischer Schiefer	1,7
Sandstein	1,6 - 2,0

Die in Tabelle 14 angegebenen Auflockerungsfaktoren entsprechen in ihrer Größenordnung den Angaben aus Tabelle 3 in Kapitel 4.1.

Der Reibungswinkel φ begrenzt die seitliche Ausdehnung des Verbruchmaterials innerhalb des Hohlraums und liegt nach Meier zwischen φ = 25° und 45°. In Tabelle 15 sind die in [73] aufgeführten Reibungswinkel zusammengefasst.

Tab. 15: Reibungswinkel nach Meier [73]

Material	Reibungswinkel φ
Schotter	45°
Sand	30°
Ton	30°
Braunkohle	27 – 33°
Löß	36°
paläozoischer Schiefer	35°
Kalkstein	36°
Granitgrus	35°

6.3 Tagesöffnungen

Das Gefährdungspotenzial einer abgeworfenen Tagesöffnung ist ohne Berücksichtigung einer eingebauten Sicherung abhängig von der Art der Tagesöffnung. Unterschieden werden muss hierbei zwischen

- Seigerschacht,
- tonnlägigem Schacht,
- gebrochenem Schacht und
- Stollen.

Die Berechnung des Einwirkungsbereichs einer abgeworfenen Tagesöffnung für die Standsicherheit der Tagesoberfläche erfolgt daher nach unterschiedlichen Verfahren.

6.3.1 Seigerschacht

In der Veröffentlichung „Das Problem aufgegebener Tagesschächte. Auswirkung auf die Tagesoberfläche. Erfahrungen und Schadensfälle." aus dem Jahr 1975 [61] wurden systematisch Schadensfälle/Tagesbrüche untersucht, schwerpunktmäßig Schadensfälle innerhalb des Ruhrgebiets. Ergänzend wurden jedoch auch Schadensfälle aus anderen Bundesländern sowie aus den Niederlanden, Belgien, Frankreich und Großbritannien betrachtet. Das Ergebnis dieser Arbeiten ist bis heute Stand der Technik für die Ausweisung von Gefährdungsbereichen an der Tagesoberfläche im Umfeld von seigeren Tagesöffnungen des Bergbaus und wird im Folgenden beschrieben.

Der Einwirkungsbereich eines seigeren Schachts an der Tagesoberfläche im Falle des Abgehens einer Lockermassenfüllsäule im Schacht setzt sich zusammen aus einem einsturzgefährdeten Bereich, einem setzungsgefährdeten Bereich und einem senkungsgefährdeten Bereich. Unter Berücksichtigung eines Einwirkungswinkels von 50 gon für das Deckgebirge und die Auffüllungen ergibt sich für einen seigeren Schacht der Einwirkungsbereich aus (Abb. 88):

$$EB = D_S + 2 \times (A + S + T_F)$$

mit:

EB	=	Abmessung Einwirkungsbereich an der Tagesoberfläche,	[m]
D_S	=	Durchmesser Schacht (lichte Weite Schacht),	[m]
A	=	Stärke des Schachtausbaus,	[m]
S	=	Sicherheitsabstand 1,5 m,	
T_F	=	Teufe der Felslinie.	[m]

In der folgenden Abbildung ist eine Prinzipskizze für den Einwirkungsbereich eines Seigerschachts dargestellt.

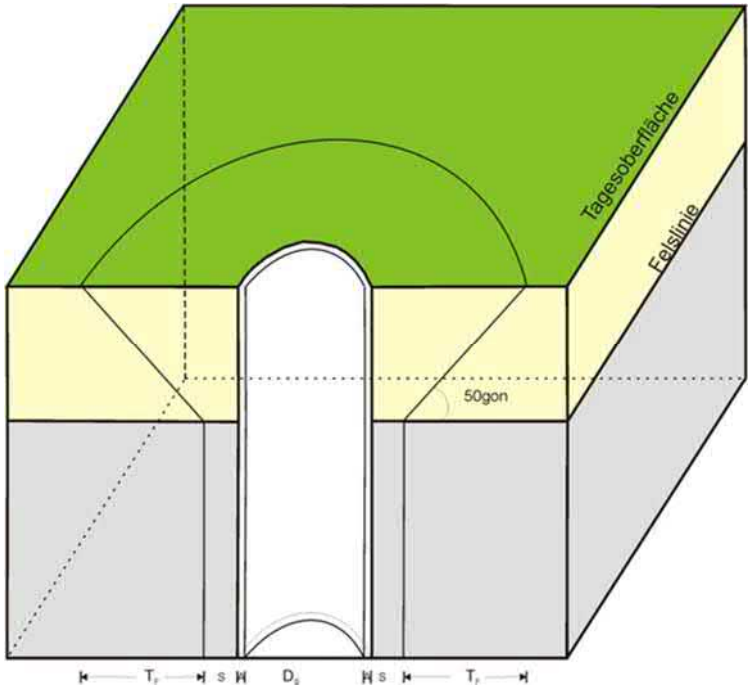


Abb. 88: Prinzipskizze Einwirkungsbereich seigerer Schacht

6.3.2 Tonnlägiger Schacht

Der Einwirkungsbereich eines tonnlägigen Schachts an der Tagesoberfläche - im Falle des Abgehens einer Lockermassenfüllsäule im Schacht - hat in Einfalls- und Streichrichtung jeweils unterschiedliche Abmessungen. Der Einwirkungsbereich hat wegen der räumlichen Lage des Schachts die Form eines Trapezes. Die Grundseiten des Trapezes stehen hierbei senkrecht zur Einfallsrichtung. Die Achse des Trapezes liegt in Einfallsrichtung deckungsgleich über der Schachtachse. Die Länge der Achse sowie der Grundseiten des Einwirkungsbereichs errechnet sich in Abhängigkeit von der einwirkungsrelevanten Teufe bei den jeweils vorliegenden Lagerungsverhältnissen aus (Abb.89):

$$EB = D_S + B_{TZ} + 2 \times (A + T_F)$$

mit:

EB	=	Abmessung Einwirkungsbereich an der Tagesoberfläche,	[m]
D_S	=	Durchmesser Schacht (jeweils in Einfalls- bzw. Streichrichtung),	[m]
A	=	Stärke des Schachtausbaus,	[m]
B_{TZ}	=	Breite der tagesbruchgefährdeten Zone im Niveau der Felslinie,	[m]
T_F	=	Teufe der Felslinie.	[m]

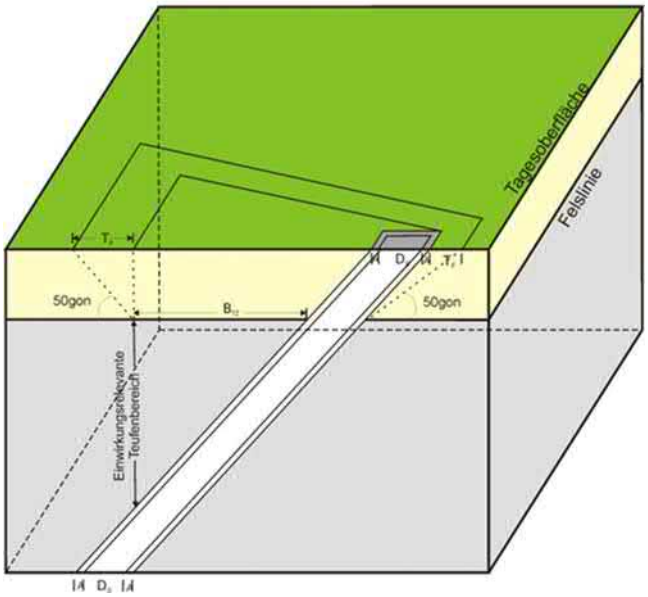


Abb. 89: Prinzipskizze Einwirkungsbereich tonnlägiger Schacht

Die einwirkungsrelevante Teufe bzw. die davon abhängige Breite der tagesbruchgefährdeten Zone im Niveau der Felslinie ergibt sich nach den Nomogrammen nach Hollmann/Nürenberg. Für die Bestimmung der Größe des Einwirkungsbereichs in Streichrichtung im Niveau der Felslinie wird die Breite der tagesbruchgefährdeten Zone gleich Null gesetzt.

Die Tagesoberfläche ist innerhalb des Einwirkungsbereichs eines tonnlägigen Schachts in Einfallsrichtung einsturz-, einbruch- und senkungsgefährdet.

Die sich aus dieser Berechnung ergebenden Einwirkungsbereiche an der Tagesoberfläche weisen in den Ecken durch die winklig aufeinander treffenden Seiten Bereiche aus, die in der Realität so nie entstehen können. Neumann hat in seiner Dissertation [74] u. a. ein Verfahren vorgestellt, mit dem die Einwirkungsbereiche in diesen Eckbereichen abgerundet werden und so den tatsächlichen Gefährdungsbereich realistischer darstellen.

6.3.3 Stollen und tagesnahe Strecken

Bei im Fels aufgefahrenen Stollen gilt, dass die Standsicherheit der Tagesoberfläche im Bereich eines Stollens dann gegeben ist, wenn die Stollenbreite kleiner/gleich der Stollenhöhe ist und die Felsüberdeckung mindestens der vierfachen Stollenhöhe entspricht.

Zur Bestimmung des Einwirkungsbereichs von tagesnahen Stollen oder Strecken bis zum Erreichen der erforderlichen Felsüberdeckung kann in Anlehnung an die Bergschadenkunde, die Einwirkungsbereichsverordnung und erdstatische Überlegungen ein Grenzwinkel von 70 gon für das Karbongebirge und 50 gon für das Deckgebirge und die Auffüllung angesetzt werden.

Somit ergibt sich der Einwirkungsbereich an der Tagesoberfläche im Bereich eines Stollens oder einer tagesnahen Strecke aus (Abb. 90):

$$EB = D_S + M_F + 2 \times (A + S + T_F)$$

mit:

EB	=	Abmessung Einwirkungsbereich an der Tagesoberfläche,	[m]
D_S	=	Stollenbreite bzw. –länge,	[m]
M_F	=	Mächtigkeit der Felsüberdeckung der Stollen- bzw. Streckensohle,	[m]
A	=	Stärke des Ausbaus,	[m]
S	=	Sicherheitsabstand 1,5 m,	
T_F	=	Teufe der Felslinie.	[m]

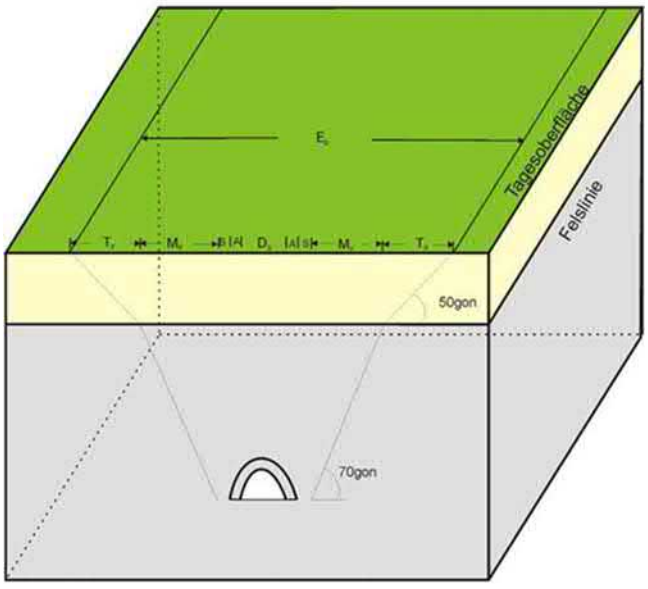


Abb. 90: Prinzipskizze Einwirkungsbereich Stollen

Die Tagesoberfläche ist innerhalb des Einwirkungsbereichs von der Stollenachse nach außen einsturz-, einbruch- und senkungsgefährdet. Der Einwirkungsbereich an der Tagesoberfläche ist ohne Durchführung von Sicherungsmaßnahmen von jeglicher baulichen Nutzung freizuhalten, sofern die Gründung der Bauwerke nicht außerhalb des Einwirkungsbereichs erfolgt.

7 Internationale Verfahren zur Bestimmung der Einwirkungsbereiche von untertägigem Altbergbau

In dem folgenden Kapitel werden die relevanten internationalen Berechnungsverfahren zur Bestimmung von Einwirkungsbereichen des oberflächennahen Bergbaus dargestellt und deren Übertragbarkeit auf den Altbergbau in NRW analysiert. Dabei liegt der Schwerpunkt der Betrachtung auf dem Oberschlesischen Steinkohlenrevier, das besonders intensiv im Sinne der Fragestellung untersucht wurde.

7.1 Charakteristik der Tagesbrüche und deren Entstehungsursachen

Tagesbrüche an der Erdoberfläche sind eine flächenartige Form der unstetigen Deformation und treten insbesondere im Gebiet des tagesnahen Bergbaus[8] auf. Chudek [85] hat die Ursachen der Entstehung von Tagesbrüchen im Oberschlesischen Steinkohlenrevier untersucht und in Gruppen eingeteilt (Abb. 91).

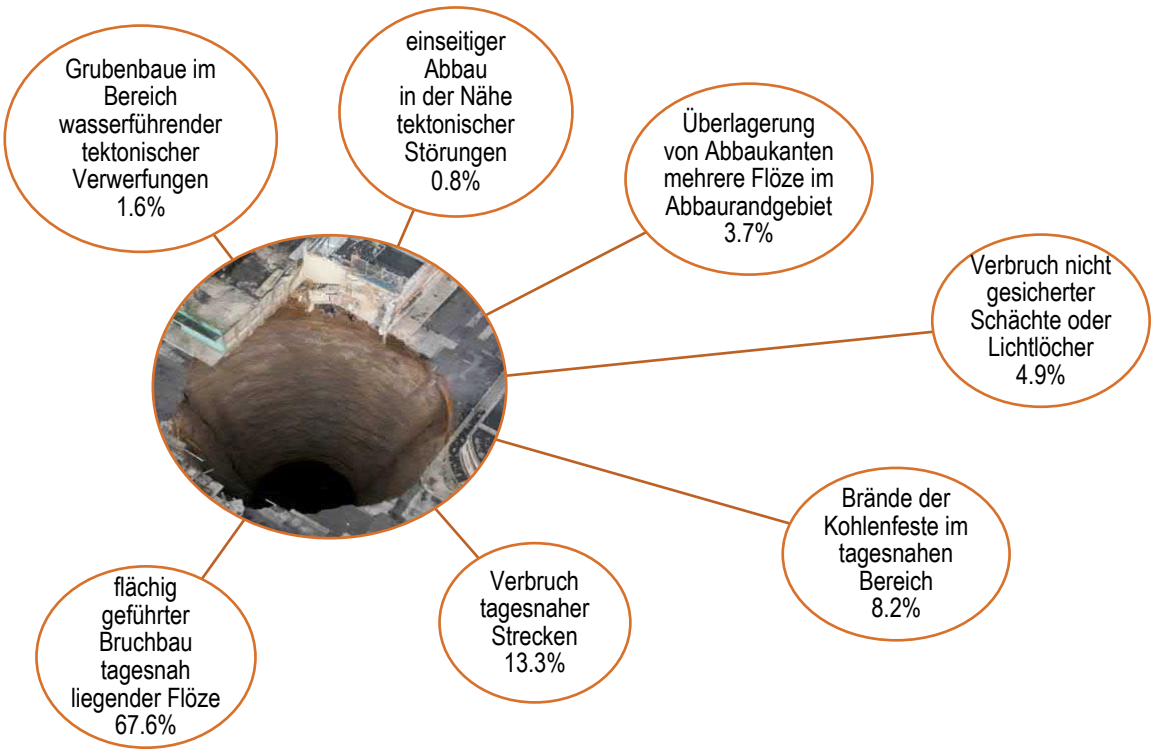


Abb. 91: Ursachen der Entstehung von Tagesbrüchen im Oberschlesischen Steinkohlenrevier [95]

[8] Laut Definition des Hauptinstituts für Bergbau Nr. 12, Katowice 2000; handelt es sich bei tagesnahem Bergbau um Grubenbaue bis 80 m Teufe.

Weitere Ursachen der Entstehung von diskontinuierlichen Deformationen können sein:

- ein Abbau im Bereich der Flözausbisse oder Nachbruch des Ausbisses in Grubenbaue unter losem, nicht wassergesättigtem Deckgebirge,
- eine Aktivierung der Sekundärhohlräume im Gebirge, die durch Suffosion oder andere geogene Prozesse entstanden sind. Häufige Ursache der Aktivierung offen stehender Hohlräume, insbesondere bei auswaschbarem Gestein (z. B. Kalkstein, Dolomit, Steinsalz), ist der Einfluss von Wasser. Dies gilt auch für Hohlräume, die zum Teil oder vollständig mit feinkörnigem oder tonhaltigem Material versetzt sind. Wegen der Wassermigration durch Klüfte und alte Abbauhohlräume kann dort Material ausgewaschen werden. Hierdurch vergrößert sich der Hohlraum, was letztendlich zu dessen Aktivierung führt. Die Auswaschung des Materials aus den Klüften im Gebirge (z. B. in Störungs- und Bruchzonen über dem alten Abbau oder aus Verwerfungsspalten) kann eine Ursache für eine erneute Verdichtung der vorhandenen Riss- und Bruchzonen sowie der Aktivierung einer tektonischen Verwerfung sein,
- eine aktive Erosion, die durch den konzentrierten Zufluss von Wasser verursacht wird, wäscht das Material aus. Hierdurch werden die Eigenschaften des Gesteins/Bodens in der direkten Nähe der Grubenbaue verändert,
- eine rückschreitende Erosion, die zum Verlust der Stabilität der Firste des Grubenbaus führt (oder den Verlust der Stabilität herbeiführt),
- eine Absenkung des Grundwasserspiegels, die zur Veränderung der Spannung in der Nähe eines Hohlraums führt. Ein Beispiel hierfür ist das Bergwerk Mahabir in Indien, wo im aktiven Abbau die unteren Flöze entwässert wurden. Hierdurch wurde die hydrostatische Unterstützung des oberen Gebirgsteils aufgelöst, sodass die höher liegenden alten Grubenbaue teilweise verbrachen und etwa 40 Tagesbrüche entstanden,
- starke Regenfälle, die zur Veränderung der Eigenschaften des Gesteins und zur Steigerung des Stützdrucks führen, was letztendlich einen Bruch und die Entstehung eines Tagesbruchs an der Erdoberfläche verursachen kann. Laut Untersuchungen von Esaki [89] ist ein drastischer Anstieg der Anzahl von Tagesbrüchen an der Erdoberfläche eng mit Regenperioden verbunden. Diese Abhängigkeit wurde auch anhand des Gebiets von Chikuho in Japan nachgewiesen. Bruhn [80] wies die Abhängigkeit des Anstiegs der Anzahl der Tagesbrüche von den zunehmenden Regenperioden nach. Es wurde festgestellt, dass die Entwicklung der Tagesbrüche und

der Rutschungen mit der Menge der Regenfälle korrespondierte, die innerhalb der letzten drei bis acht Monate aufgetreten sind. Ähnliche Untersuchungen wurden in Polen im Gebiet des Steinkohlenreviers von Rybnik durchgeführt (Abb. 92). Das gilt sinngemäß auch für die saisonale Verteilung der gemeldeten Tagesbrüche im südlichen Ruhrgebiet.

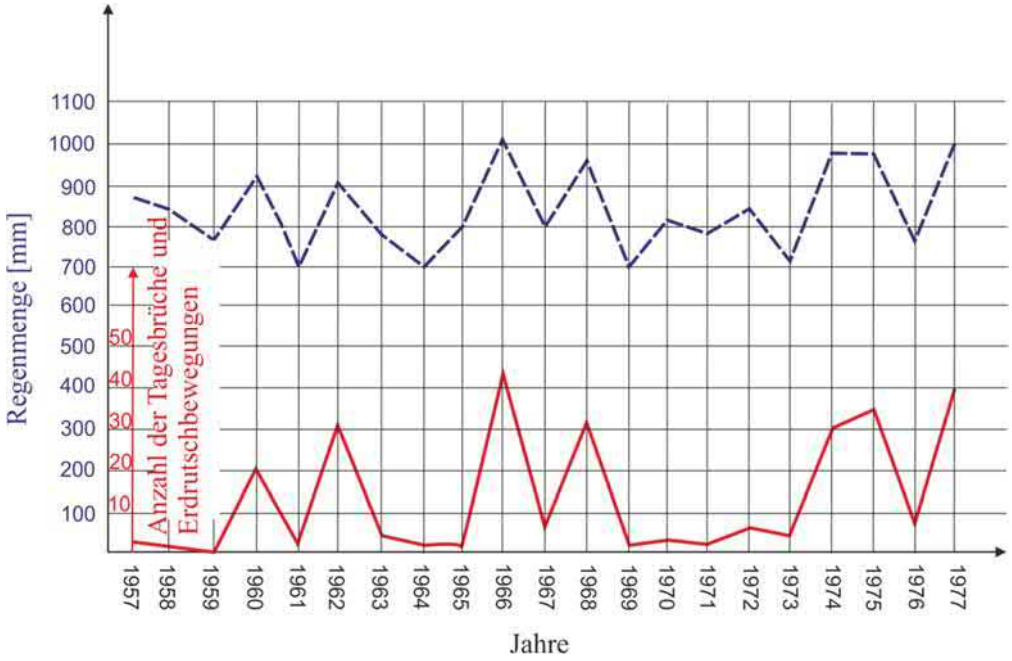


Abb. 92: Auftreten von Tagesbrüchen und Rutschungen im Zusammenhang mit der Regenmenge

- Gebirgsschläge, die zur Verflüssigung des Bodens führen können, was die Randbedingungen drastisch verändert und folglich Katastrophen hervorrufen kann. Eine solche Situation fand in Japan in Tohoku, Präfektur Aomori statt, wo zwischen 1974 und 1987 jährlich 15 bis 20 Tagesbrüche entstanden sind. Im Jahre 1987 sind dort nach einem starken Gebirgsschlag mit der Lokalmagnitude von 7,4 insgesamt 219 Tagesbrüche entstanden [89]. Die Ursachen für diese Gebirgsschläge müssen nicht bergbaubedingt sein.

Im Oberschlesischen Steinkohlenrevier wurden die unstetigen Bodendeformationen der Tagesoberfläche systematisch erfasst und je nach den bergbaulich-geologischen Bedingungen und der Deformationsform katalogisiert. Die Ergebnisse sind in Tabelle 16 dargestellt.

Tab. 16: Unstetige Bodendeformationen im Oberschlesischen Steinkohlenrevier [85]

Deformationsform	Anzahl	Anteil
Kegeltrichter	288	68,0 %
Unförmige Tagesbrüche	48	11,3 %
Tagesbruchgraben	26	6,2 %
Schlote	27	5,3 %
Glocken	19	4,5 %
Spalten und Treppen, Klüfte	16	3,8 %
Summe:	424	100 %

Wie aus Tabelle 16 ersichtlich ist, haben die unstetigen Bodendeformationen im Oberschlesischen Steinkohlenrevier meistens die Form eines Kegeltrichters oder eines unförmigen Tagesbruchs. Diese beiden Formen sind bei fast 80% der beobachteten unstetigen Bodendeformationen festgestellt worden.

Der Verlauf eines Bruchprozesses, verursacht durch Wasserzutritt von der Oberfläche bzw. Entwässerungsmaßnahmen im tagesnahen Bereich, ist schematisch in Abbildung 93 dargestellt.

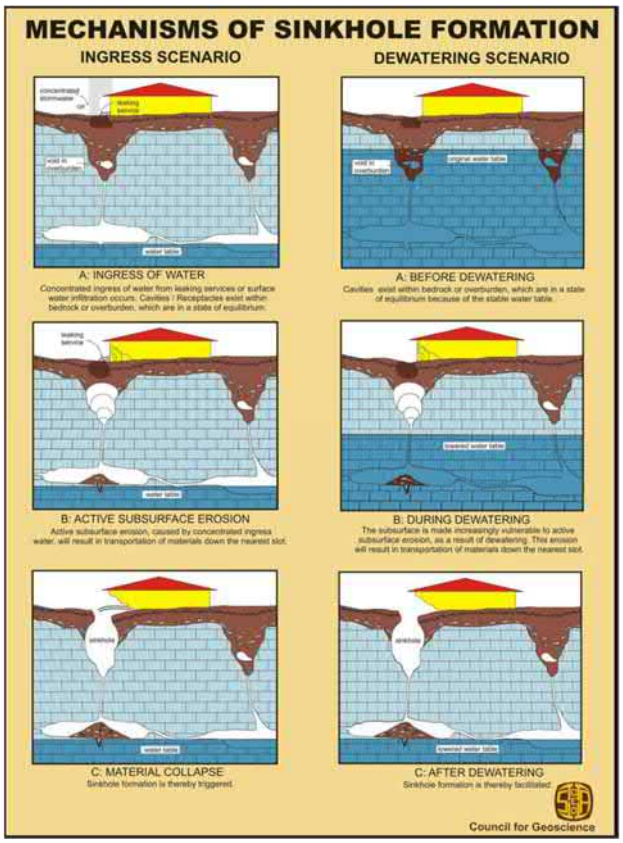


Abb. 93: Bruchprozesse durch Wasserzutritt bzw. Entwässerungsmaßnahmen [113]

Auf Basis der Geometrie der Tagesbrüche wird im polnischen Bergbau eine vereinfachte Klassifizierung angewendet [86]. Die Grundlage dieser Klassifizierung bildet die geometrische Form der Tagesbrüche, sowohl im Schnitt als auch im Grundriss (Abb. 94 und 95).

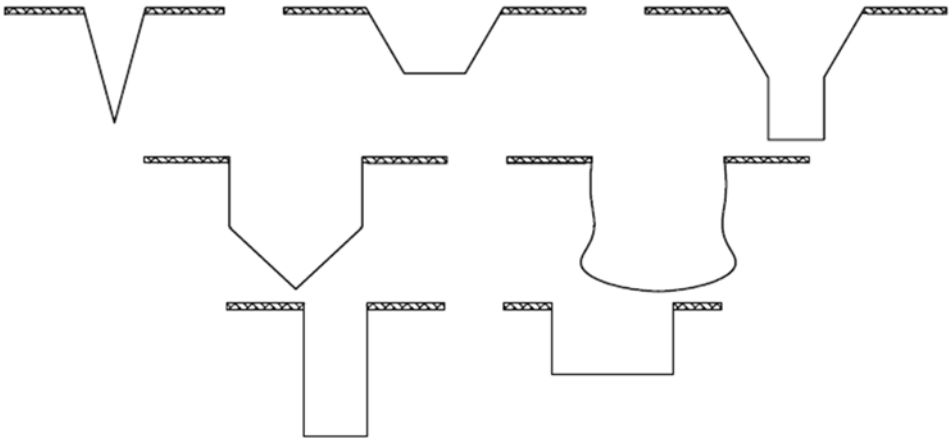


Abb. 94: Formen von Tagesbruchtrichtern im vertikalen Schnitt [114]

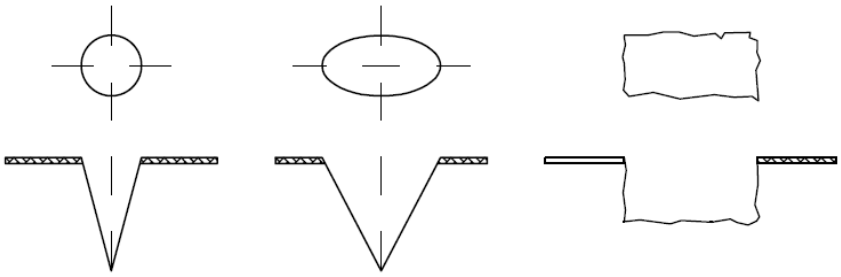


Abb. 95: Formen von Tagesbruchtrichtern im vertikalen und im horizontalen Schnitt [114]

In einem Bergbaurevier mit auftretenden Tagesbrüchen sind zwei Gebirgsbereiche zu unterscheiden, die Form und Größe der Deformationen beeinflussen:

- Schichten des Festgesteins des Gebirges (fähig, Spannungen zu übertragen), in dem Hohlräume auftreten, und
- Bodenschichten (Deckgebirge - unfähig, Spannungen zu übertragen) [86].

Geländebeobachtungen haben gezeigt, dass die meisten Tagesbrüche nach den Eigenschaften der dortigen Bodenschichten unterteilt werden können. Im Falle eines losen Deckgebirges entsteht ein kegelförmiger Trichter (Abb. 96a). Im Fall eines bindigen Deckgebirges entsteht ein schlotartiger Tagesbruchtrichter mit vertikalen oder beinahe vertikalen Böschungsflanken (Abb. 96b) und kreisförmiger Grundfläche.

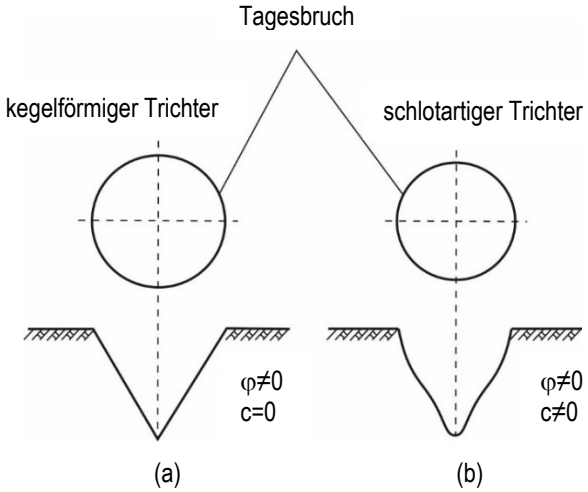


Abb. 96: Form des Tagesbruchs
(a) kegelförmiger Trichter im Falle eines losen Deckgebirges,
(b) schlotartiger Tagesbruchtrichter im Falle eines bindigen Deckgebirges

Chudek [85] hat folgende Klassifizierung der unstetigen Bodenbewegungen für die Gefährdung der Tagesoberfläche vorgeschlagen (Tab. 17).

Tab. 17: Klassifizierung der unstetigen Bodenbewegungen der Tagesoberfläche [85]

Größenklasse der unstetigen Deformationen	Maximale Größe der unstetigen Deformationen (N)			Gefährdungsstufe der Oberflächenbebauung
	flächenartig (N_p)	linienartig (N_l)		
	Tagesbruch-durchmesser D [m]	Spaltbreite S [m]	Stufenhöhe h [m]	
klein (N_m)	D ≤ 3,0	S_r ≤ 0,05	h ≤ 0,05	keine Gefährdung für Gebäude bei geringer Bebauungsdichte Gefährdung für Linienobjekte (Verkehrswege und Ver- und Entsorgungsleitungen)
mittel ($N_ś$)	3,0 < D ≤ 9,0	0,05 < S_r ≤ 0,15	0,05 < h ≤ 0,10	Gefährdung aller nicht ausreichend gesicherter Objekte Gefährdung ausreichend gesicherter Objekte bei großer Bebauungsdichte
groß (N_d)	9,0 < D ≤ 18,0	0,15 < S_r ≤ 0,25	0.10 < h ≤ 0.25	Gefährdung entsprechend gesicherter Objekte
sehr groß (N_{bd})	D > 18,0	S_r > 0,25	h > 0,25	Gefährdung aller Objekte

Anmerkung: „ausreichend gesichert" – d. h. eine Sicherung gegen kontinuierliche Deformationen;
„entsprechend gesichert" – d. h. eine Sicherung gegen diskontinuierliche Deformationen.

Eine andere einfache Klassifizierung der Tagesbruchgröße stellten Buttrick und Van Schalkwyk 1995 [81] vor. Sie machen die Einstufung nur vom Durchmesser des Tagesbruchs abhängig (Tab. 18).

Tab. 18: Größen-Klassifizierung der Tagesbrüche [81]

Maximaler Durchmesser des Tagesbruchs [m]	Charakteristik des Tagesbruchs
< 2	klein
2 - 5	mittel
5 - 15	groß
> 15	sehr groß

7.2 Bewertung der Größe der Verbruchzone über untertägigen Grubenbauen

Die Bestimmung der vertikalen Reichweite der Verbruchzone über untertägigen Grubenbauen hängt von vielen bergbaulichen, geologischen und geomechanischen Faktoren ab. Allgemein gilt, dass über einem nicht standfesten Grubenbau eine Verbruchzone entsteht, die sich solange vergrößert, bis das Hangende ein erneutes Auflager auf dem Bruchkörper findet. In dieser Zone kommt es zur Gefügezerstörung und letztendlich zur Desintegration des Gebirges.

7.2.1 Verfahren zur empirischen Bestimmung der Höhe der Verbruchzone

Die allgemein am häufigsten verwendete empirische Gleichung für die Bestimmung der Höhe der Verbruchzone h_z lautet wie folgt:

$$h_z = \frac{g}{k-1} \qquad (1)$$

mit: g = Höhe des ursprünglichen Hohlraums, [m]
k = Auflockerungsfaktor. [-]

Einen wichtigen Parameter bei der Schätzung der Höhe des möglichen Verbruchs stellt der Auflockerungsfaktor k dar. Da die Dichte des entstandenen Bruchhaufwerks kleiner als die des Gesteins im unverbrochenen Zustand ist, kann der Auflockerungsfaktor wie folgt dargestellt werden:

$$k = \frac{V_2}{V_1} > 1 \qquad (2)$$

mit: V_1 = Gesteinskörpervolumen vor dem Verbruch, [m³]
V_2 = Bruchkörpervolumen im Bruchhaufwerk. [m³]

Je größer der Faktor k ist, desto größer ist die Gesteinsauflockerung. In der Tabelle 19 wurden die Werte des Auflockerungsfaktors von verschiedenen Autoren zusammengestellt.

Tab. 19: Auflockerungsfaktoren k nach Angaben verschiedener Autoren

Autor	Auflockerungsfaktor *k*
Kuźniecow (1950)	1,15–1,35
Lisowski (1959)	1,40–1,80
Sałustowicz i Galanka (1960)	1,05–1,25
Chudek (Chudek, Borecki 1972)	1,30–1,60
Czechowicz, Kuzniecow, Dawidianic, Kilaczkow (Borecki, Chudek 1972)	1,40
Znański (1974)	1,08 –1,35
Jarosz (1977)	1,40
Niemiec (Jarosz, 1977)	1,23±0,064
Staroń (1979)	1,35–1,40
Peng (1986)	1,10–1,50
Whittaker & Reddish (1993)	1,30–1,50
Mazurkiewicz, Piotrowski, Tajduś A. (1997)	1,15–1,50
Das (2000)	1,05
Piechota (2003)	1,35–1,45 1,40–1,60 1,45–1,80
Heasley (2004)	1,05–1,35

Empirische und in situ Untersuchungen von Hohlräumen über flächig geführtem Abbau haben gezeigt, dass der Wert des Auflockerungsfaktors k durch folgende Faktoren beeinflusst wird:

- Größe der einzelnen Kluftkörper; mit einer Zunahme der Größe der Kluftkörper verändert sich der Auflockerungsfaktor logarithmisch [127] (Abb. 97),
- Gesteinsfestigkeit; je höher die Gesteinsfestigkeit desto größer der Auflockerungsfaktor,
- Trennfugensysteme; je höher die Trennfugenanzahl, desto kleiner der Auflockerungsfaktor,

- Alter des Verbruchs; je nach Alter des Verbruchs hat sich eine Konsolidierung eingestellt und der Auflockerungsfaktor strebt wieder gegen 1,
- Teufe des abgebauten Flözes; mit der Zunahme der Teufe des untertägigen Hohlraums verkleinert sich der Auflockerungsfaktor.

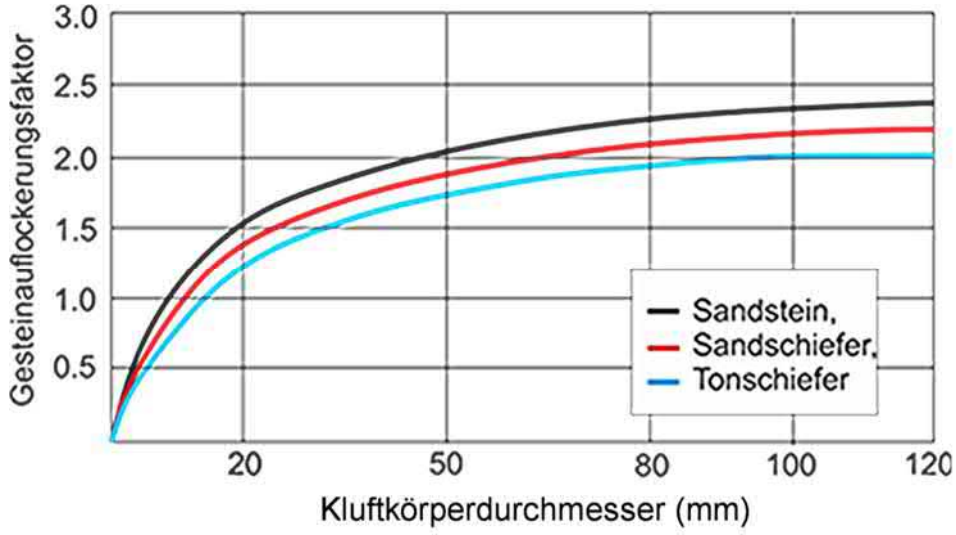


Abb. 97: Änderung des Auflockerungsfaktors k in Abhängigkeit von der Größe der Kluftkörper [127]

Der Auflockerungsfaktor hat wesentlichen Einfluss auf die zu berechnende Verbruchhöhe h_z. Daher versuchten seit Beginn der wissenschaftlichen Bergschadenkunde viele Autoren, den Wert h_z empirisch zu ermitteln. Eine der in Polen oft verwendeten Lösungen für die Berechnung der Verbruchhöhe über einem horizontal gelegenen Grubenbau ist die Gleichung von Arkuszewski [78]:

$$h_z = g\frac{4(k+1)-\pi(k-1)}{2\pi(k-1)} = g\left[0{,}64\frac{k+1}{k-1} - 0{,}50\right] \qquad (3)$$

mit: h_z = Verbruchhöhe, [m]
g = Flözmächtigkeit (bzw. Hohlraumhöhe), [m]
k = Auflockerungsfaktor. [-]

Bei Annahme der Grenzwerte des Auflockerungsfaktors k von 1,05 bis 1,80 (Tab. 19) bedeutet dies, dass die Verbruchhöhe, nach Gleichung (3), zwischen 1,7g und 25,6g liegen würde. Diese Größenordnung ist für horizontal gelegene Grubenbaue wenig realistisch und berücksichtigt keine weiteren wichtigen Einflussfaktoren auf die Bruchgröße, wie z. B. die Streckenbreite und die Gesteinseigenschaften.

Lösungen anderer Autoren zur Berechnung der Verbruchhöhe sind in Tabelle 20 zusammengestellt.

Tab. 20: Empirische Gleichungen für die Bestimmung der Verbruchhöhe h_z

Autor	Gleichung	
Bierbaumer (1913)	bei Lockergestein: $h_z = \frac{L}{2}\cot\varphi$	bei Festgestein: $h_z = H\left[1 - \frac{H\cdot\tan\varphi\cdot\tan^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)}{L+2g\cdot\tan\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)}\right]$
Cymbariewicz (1933)	bei grob kohäsiven Gestein: $h_z = \frac{L+2g\cdot\cot\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)}{2\tan\varphi}$	bei Festgestein: $h_z = \frac{\frac{L}{2}+g\cdot\tan\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)}{\mu}$
Slesariew (1940)	bei rolligem Gestein: $h_z = \frac{L^2}{4H}\cot\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)$	bei Festgestein: $h_z = \frac{\gamma L^2}{16R_r}$
Pokrowski (1948)	$h_z = 1{,}5\frac{g}{(k-1)}$	
Awierszyn (1948)	$h_z = \frac{3g}{k-1}$	
Cytowicz (1951)	$h_z = \frac{L+2g\cdot\tan\left(45+\frac{\varphi}{2}\right)}{2}$	
Ruppeneit (1954)	$h_z = \frac{L}{2}\left\{\left[\left(\frac{2\gamma\cdot H}{R_r}-1\right)sin\varphi+1\right]exp\frac{1-sin\varphi}{2sin\varphi}-1\right\}$	
Mohr (1954)	$h_z = \frac{\nu L}{2(1-\nu)}$	
Gmoszyński (1960)	$h_z = \frac{0{,}5L\cdot ln\left(\frac{\gamma H}{c}\right)}{1+\tan\varphi\cdot\tan^2\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)}$;	c = Ritter's coefficient of rock compact
Borisow (1962)	$h_z = \frac{1{,}7\cdot L\cdot R_r}{\sqrt{(2\gamma\cdot H)^2-11R_r^2}}$	
Jerżanow (1962)	$h_z = \frac{1-2\nu}{4\nu}\left[L+2g\cdot tan\left(45-\frac{\varphi}{2}\right)\right]$	
Sałustowicz (1968)	$h_z = \frac{p_z-p_x+R_r}{p_x}\cdot\frac{L}{2}$	
Borecki, Chudek (1972)	$h_z = \frac{g}{k-1}\cdot\frac{1}{1-\mu'}$ $\mu' = \frac{k'-k}{k-1}$	
Jarosz (1977)	$h_z = g\left(\frac{3}{4}\cdot\frac{k+1}{k-1}+\frac{1}{2}\right)$	
Staroń (1979)	$h_z = 1{,}27\frac{g}{k-1}$	
Kuźniecow	$h_z = \frac{3+1{,}5g}{k-1}$	
Peng, Chiang (1984)	$h_z = \frac{g-S_s}{k-1}$ für $S_s \le S_{s\,max}$ ohne Totlaufen des Verbruchs gilt: $S_s = S_{s\,max} = 0$	
Kendorski, Roosendaal oraz Bai (1995)	$h_z = \frac{100g}{c_1 g + c_2}$ für R_c>40 MPa; c_1=2,1, c_2=16, für 20<R_c<40 MPa; c_1=4,7, c_2=19, für R_c<20 MPa; c_1=6,2, c_2=32.	

Die in Tabelle 20 verwendeten Formelzeichen werden auf der nächsten Seite aufgeführt.

mit	h_z	=	Verbruchhöhe,	[m]
	L	=	Grubenbau-/Hohlraumbreite,	[m]
	φ	=	Reibungswinkel,	[°]
	H	=	Teufe des Hohlraums,	[m]
	g	=	Flözmächtigkeit (bzw. Hohlraumhöhe),	[m]
	μ	=	Gesteinsfestigkeitskoeffizient nach Protodiakonov,	[-]
	γ	=	Wichte des Hangenden,	[kN/m³]
,	R_r	=	Zugfestigkeit des Hangenden,	[MPa]
	k	=	Auflockerungsfaktor,	[-]
	ν	=	Poissonzahl	[-]
	p_z	=	vertikaler Druck,	[MPa]
	p_x	=	horizontaler Druck,	[MPa]
	μ'	=	Bruch-Zusammendrückbarkeitkoeffizient,	[-]
	k'	=	Auflockerungsfaktor nach Konsolidation,	[-]
	S_s	=	bruchlose Durchbiegung des Hangenden	[m]
	R_c	=	einaxiale Druckfestigkeit	[MPa]
	C	=	gesteinsspezifische Konstanten	

Bei Betrieben mit Strebbau durchgeführte in situ Untersuchungen haben gezeigt, dass die Verbruchhöhe h_z stark von den bergbautechnisch-geologischen Bedingungen abhängig ist (u. a. dem vertikalen Überlagerungsdruck, den Gesteinseigenschaften, der Klüftung usw.). In den Untersuchungen von Czechowicz [77] betrug diese Höhe 12g, Dawidianiec ermittelte eine Höhe von 20g [77], wogegen Krupiński den Wert 8g lieferte. Bei Znański [77] liegen die Werte zwischen 1g bis 2g, Staroń [127] lieferte eine Verbruchhöhe von 4g. Für g ist jeweils die Flözmächtigkeit einzusetzen.

Interessante Ergebnisse lieferte Ropski [77] in seiner Promotion, die auf den Untersuchungen aus dem Bergwerk „Wesoła" basierte. Durch Erkundungsbohrungen in verschiedenen Höhen des Hangenden und in verschiedene Richtungen (je nach Abbaustoß) beobachtete er die Entstehung eines vollständigen Zubruchgehens des Hangenden. Diese Untersuchungen erlaubten ihm die Bestimmung der durchschnittlichen Verbruchhöhe, welche das ca. 2,5 bis 3,5 fache der Flözmächtigkeit betrug. Diese Werte beziehen sich lediglich auf den frisch gefallenen Verbruch. Mit zunehmender Zeit senkte sich die Firste des Grubenbaus und es kam zu einer Verdichtung des Bruchhaufwerks, wodurch sich die Verbruchhöhe wieder änderte.

Nach Untersuchungen von Jarosz [98] kann es bei der Entwicklung des Bruchhaufwerks, bedingt durch die Vergrößerung des Volumens der verbrochenen Gesteine, zum Selbstversatz des Hohlraums kommen. Die Höhe des Bruchhaufwerks h_z erreicht im Gebirge ein Maximum h_{zmax}, und ist für das jeweilige Gebirge konstant [98]:

$$h_{z\,max} \cong g\left[\frac{6}{\pi(k-1)} + \frac{1}{4}\right] \tag{4}$$

Mit zunehmender Höhe des Druckgewölbes über dem geschaffenenen Hohlraum (Abbau) entsteht eine Auflockerungszone mit der Höhe h_s. Die Höhe der Auflockerungszone liegt in dem Wertebereich von $h_z \leq h_s \leq 1{,}5h_z$. Nach Arkuszewski [77] ergibt sich die maximale Höhe der Auflockerungszone gemäß Formel (5).

$$h_s = \pm M\sqrt{\frac{(L + g \cdot tan\varphi)^2 \cdot (M^2 \cdot tan\varphi^2 + 1)}{4(1 - M^2 \cdot tan\varphi^2)^2}} - \frac{g}{2} \tag{5}$$

mit: L = Grubenbau-/Hohlraumbreite, [m]
φ = Reibungswinkel des Felsgesteins, [°]
M = a/b = Verhältnis der Achsen des elliptischen Druckgewölbes nach (Sałustowicz [121]).

Ergebnisse von empirischen Untersuchungen in den USA zeigen, dass sich der Wert der Auflockerungszonenhöhe dort deutlich von den Werten der polnischen Autoren unterscheidet. Laut Beobachtungen von Heasley [94] liegt die Höhe der Auflockerungszone in dem Bereich von 42 bis 60g. Peng [77] schätzte die Höhe der über dem Verbruch entstehenden Auflockerungszone ebenfalls auf 28 bis 42g.

Alle oben genannten empirischen Lösungen zur Ermittlung der Höhe der Verbruchzone h_z bzw. der Auflockerungszone h_s beziehen sich nur auf flächig geführten Strebbau in flacher Lagerung.

Auflockerungszonen über lang gestreckten Grubenbauen

Im Folgenden werden Verfahren vorgestellt, die es ermöglichen, die Auflockerungszone über Strecken oder sonstigen lang gestreckten, seitlich begrenzten Grubenbauen zu ermitteln.

Die meisten Verfahren nehmen dabei an, dass der maximale Wert der Auflockerungszonenhöhe $h_{s\,max} \approx 1.5h_{z\,max}$ beträgt.

Verfahren von Cymbariewicz

Nach Cymbariewicz in [131] entsteht um die untertägige Strecke eine Auflockerungszone (Abb. 98). Die Auflockerungszone in der Streckenfirste nimmt die geometrische Form einer Parabel an.

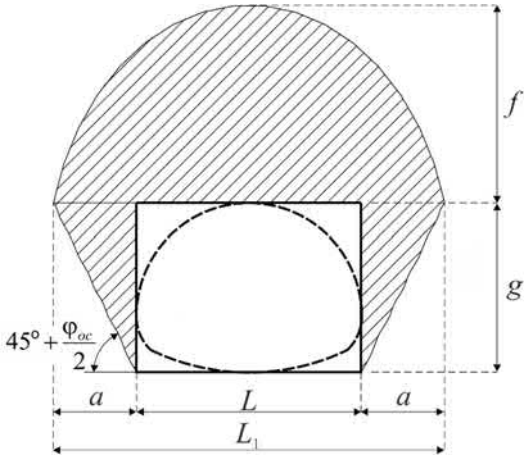


Abb. 98: Schema der Auflockerungszone in der Nähe einer Strecke nach Cymbariewicz in [131]

Die Basis der Parabel und deren Höhe kann wie folgt ermittelt werden:

$$L_1 = L + 2a = \left[L + 2g \cdot cot\left(45 + \frac{\varphi_{oc}}{2}\right)\right] \text{ und} \qquad 6)$$

$$f = \frac{L_1}{2\mu_{st}} \qquad (7)$$

mit: φ_{oc} = Reibungswinkel des Gesteins im Streckenstoß, [°]
f = Höhe der Auflockerungszone, [m]
μ_{st} = Gesteinsfestigkeitskoeffizienten nach Protodiakonov in den Hangendschichten: [-]

$$\mu_{st} = tan\varphi_{st} \text{ für } \mu_{st} \leq 2{,}0$$

$$\mu_{st} = 0{,}1R_c \text{ für } \mu_{st} > 2{,}0$$

mit: φ_{st} = Reibungswinkel des Hangenden. [°]

In Tabelle 21 sind nach Protodiakonov Werte für Gesteinsfestigkeitskoeffizienten μ_{st} in den Hangendschichten in Abhängigkeit der Gesteinshärte zusammengestellt.

Tab. 21: Gesteinsfestigkeitskoeffizienten nach Protodiakonov in [122]

Kategorie	Härtegrad	Gesteinsart	Gesteinsfestig-keitskoeffizient μ_{st}
I	Sehr hartes Gestein	die härtesten Quarzite	20
II	Sehr hartes Gestein	Granit, Porphyr, die härtesten Kalkgesteine und Sandsteine, mittlere Quarzite, sehr harte Eisenerze	15
III	Hartgesteine	Bruchgranit, Granitgestein, sehr harte Sandgesteine und Kalkgesteine, Quarz-Erzgänge	10
IIIa	Hartgesteine	dichter Kalkstein, Marmor, Dolomite, unbeständige Granite, dichter Sandstein	8
IV	Hartes Gestein	Quarzit mit Störungen, einfacher Sandstein, durchschnittlich dichte Eisenerze	6
IVa	Hartes Gestein	Sandschiefer, Schiefersandstein	5
V	Mittelhartes Gestein	dichter Lehmschiefer, unbeständiger Sandstein und Kalkgestein, weiche Konglomerate	4
Va	Mittelhartes Gestein	verschiedene Schiefer, dichte Mergel, unbeständige Erze	3
VI	Weiches Gestein	weiche Schiefer, sehr weiches Kalkgestein, Kreide, Steinsalz, Gips, Anthrazit, Mergel, Dauerfrostboden, Zementgeröll und Steinboden	2
VIa	Weiches Gestein	dichter Schotter, gestörte Schiefer, harte Steinkohle, harter Ton, sehr schwacher Quarzit, weiche feuchte Erze	1.5
VII	Weiches Gestein	weiche Steinkohle, dichter Ton, trockene harte Tonböden	1.0
VIIa – X	Böden	Die Kategorien umfassen verschiedene Bodenarten und der Festigkeitsfaktor ist zu berechnen	$\tan\varphi$

Es wird aus den Beobachtungen angenommen, dass für $\mu_{oc} > 4$ keine Zerstörungen des Gesteins im Stoß des Grubenbaues durch Abscherung erfolgen und die Auflockerungszone ausschließlich in der Firste des Grubenbaus entsteht.

Verfahren von Protodiakonov

Die Form der Auflockerungszone nach Protodiakonov über einer untertägigen Strecke ist in der der folgenden Abbildung 99 dargestellt. Die Basis dieser parabelförmigen Zone bildet die Streckenbreite L.

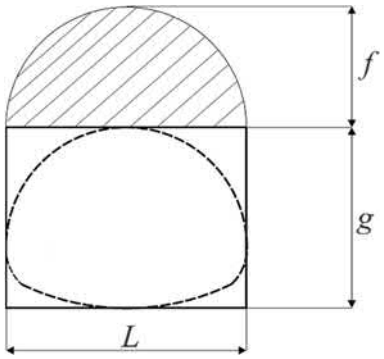


Abb. 99: Schema der Auflockerungszone in der Firste einer Strecke nach Protodiakonov in [131]

Die Höhe der Auflockerungszone ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$f = \frac{L}{2\mu_{st}} \tag{8}$$

Druckgewölbetheorie von Sałustowicz

In Strecken im Festgestein treten, insbesondere bei großer Streckenbreite, in der Nähe der Sohle und der Firste des Grubenbaus Zonen mit größeren Zugspannungen auf. Da die Gebirgsschichten keine hohe Zugfestigkeit aufweisen, wird die Materialstruktur in diesen Zonen oft zerstört. Dies führt zur Entstehung von druckentlasteten Zonen. Aus theoretischen Betrachtungen und in situ Beobachtungen ergibt sich eindeutig, dass bei einem elliptischen Querschnitt einer Strecke das Verhältnis der Achsen so angepasst werden kann, dass die Zugspannungen in der Firste des Grubenbaus, in der Sohle und in den Stößen die Zugfestigkeit nicht überschreiten. Diese Anpassung der Form eines Hohlraums an die umliegenden Gebirgsspannungen und die Zugfestigkeit erfolgt in der Natur von selbst. Nach Sałustowicz [121] beträgt das Verhältnis der Achsen der Ellipse des Druckgewölbes in der Nähe eines Grubenbaus (Abb. 100):

$$\frac{a}{b} = \frac{m-2}{2} + \frac{m-1}{2} \cdot \frac{R_r}{p_z} \tag{9}[9]$$

mit: p_z = vertikaler Druck, [MPa]
R_r = Zugfestigkeit des Hangenden, [MPa]
m = Kehrwert der Poissonzahl, m = $\frac{1}{v}$. [-]

[9] In der Gleichung ist p_z negativ und R_r positiv.

Das Feld zwischen dem oberen Teil der Ellipse des Druckgewölbes und der Firste des Grubenbaus entspricht einer druckentlasteten Zone. Dies basiert auf der Annahme, dass in der Firste des Grubenbaus und in der Sohle der meisten typischen Grubenbaue Zugspannungen, in Ecken Scherspannungen und im Stoß Druckspannungen auftreten. Gemäß der Annahme von Sałustowicz kann die maximale Spannung wie folgt bestimmt werden:

- im Stoß:

$$\sigma_x = 0;\ \sigma_{z\,max} = p_z\left(1 + 2\frac{b}{a}\right) - p_x, \tag{10a}$$

- in der Firste des Grubenbaus:

$$\sigma_{x\,max} = p_x\left(1 + 2\frac{a}{b}\right) - p_z\,;\ \sigma_z = 0. \tag{10b}$$

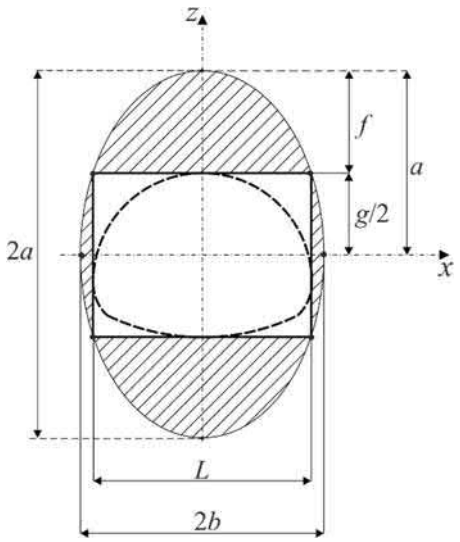


Abb. 100: Schema der Auflockerungszone in der Nähe einer Strecke nach Sałustowicz in [131]

Durch die Annahme 2b = L wird erreicht, dass die vertikale Reichweite der entlasteten Zone f mit der Formel (11) zu beschreiben ist.

$$f = a - \frac{g}{2} = \frac{L}{4}\left[(m-2) + (m-1)\frac{R_r}{p_z}\right] - 0{,}5g \tag{11}$$[10]

Für Gesteine, die keine Zugspannungen ($R_r = 0$) übertragen, ergibt sich:

$$f = \frac{L}{4}[(m-2)] - 0{,}5g \tag{11a}$$

[10] Bei den Berechnungen ist zu beachten, dass der Quotient R_r/p_z einen negativen Wert hat.

Es ist zu beachten, dass bereits ein geringer Verlust der Stabilität durch einen Teil der Stöße oder der Firste des Grubenbaus zur Vergrößerung der druckentlasteten Zone und somit zu einem größeren Verbruch führen kann. Der maximale Wert der Höhe des Druckgewölbes kann wie folgt dargestellt werden:

$$f = \frac{1}{2}\left[L\frac{1-v}{v} - g\right] \tag{12}$$

Unter Bezugnahme auf die Erfahrungen von Bauschinger bestimmte Schmidt [77] für einen Sandstein die Abhängigkeit der Querdehnzahl m (Kehrwert der Poissonzahl) von der Belastung (Abb. 101).

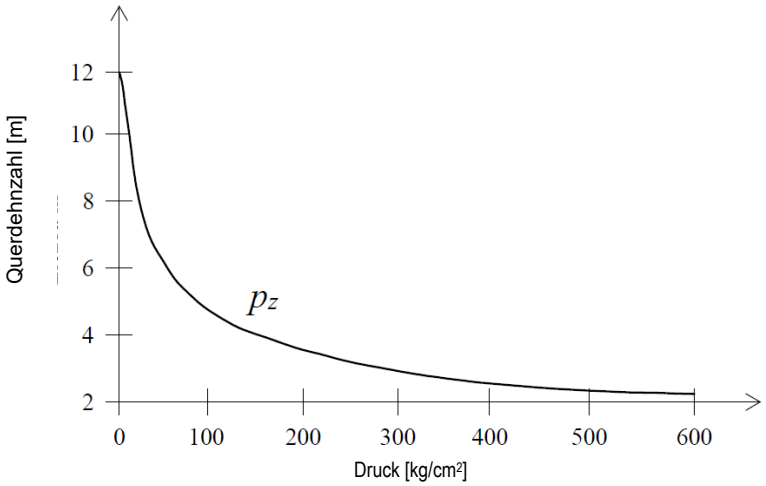


Abb. 101: Veränderung der Querdehnzahl m in Abhängigkeit vom Druck [121]

Daraus resultiert, dass bei tagesnahen Grubenbauen/Strecken die Querdehnzahl m etwa zwischen 7 und 12 liegt.

Verfahren von Terzaghi

Das Verfahren von Terzaghi wurde bereits in Kapitel 5.1.2 vorgestellt. Da dieses Verfahren in der Regel bei tagesnah gelegenen Grubenbauen angewendet wird, die in Böden oder Gesteinen mit ungünstigen Festigkeits-/Verformungsparametern aufgefahren wurden, wird der analytische Ansatz hier ergänzend aufgeführt (Abb. 102).

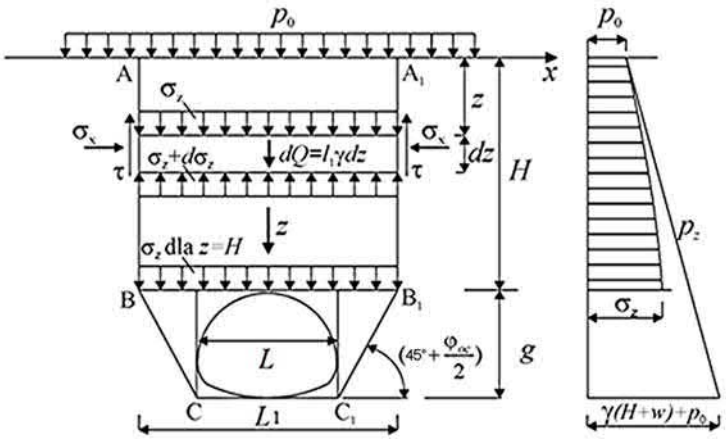


Abb. 102: Schema der Auflockerungszone in der Nähe einer Strecke nach Terzaghi in [131]

Mit diesem Verfahren wird der Wert des vertikalen Drucks p_z auf die Firste des Grubenbaus ermittelt:

$$p_z = \frac{L_1\gamma - 2c}{2\lambda \cdot tan\varphi_{st}}\left[1 - exp\left(-\frac{2\lambda \cdot tan\varphi_{st}}{L_1} \cdot H\right)\right] + p_o \cdot exp\left(-\frac{2\lambda \cdot tan\varphi_{st}}{L_1} \cdot H\right) \quad (13)$$

$$L_1 = \left[L + 2g \cdot tan\left(45 - \frac{\varphi_{oc}}{2}\right)\right] \quad (14)$$

mit: c = Kohäsion der Hangendschichten, [kPa]
p_o = Außendruck an der Oberfläche, [MPa],
γ = Wichte des Hangenden, [kN/m³],
λ = Seitendruck-Koeffizient. [-]

$$\lambda = \frac{p_x}{p_z} \quad 15)$$

Die oben genannten Betrachtungen zur Größe der Auflockerungszone um einen Grubenbau deuten auf komplexe Gesetzmäßigkeiten hin. Es ist jedoch zu beachten, dass ein Stabilitätsverlust der Firste eines Grubenbaus und der Streckenstöße nicht unbedingt zur Entstehung einer unstetigen Deformation an der Erdoberfläche in Form eines Tagesbruchs führen muss.

7.3 Bedingungen für die Entstehung von Tagesbrüchen

Die im vorigen Kapitel dargestellten Verfahren erlauben die Höhe der möglichen Verbruchzone über einem Grubenbau, der seine Stabilität verloren hat, vorläufig einzuschätzen. Im folgenden Kapitel werden Mechanismen der Entwicklung eines Tagesbruchs in Abhängigkeit vom Deckgebirgsaufbau und der Geometrie des Grubenbaus vorgestellt.

Beobachtungen in polnischen Bergbaurevieren

In den 1980er Jahren wurden Variantenanalysen für den polnischen Steinkohlenbergbau durchgeführt, die sich auf äquivalente Modelle stützten, bei denen die Modellähnlichkeit, d. h. die geomechanische und die geometrische Ähnlichkeit beibehalten wurde [77]. Für die ermittelten Gesetzmäßigkeiten wurden vier Modelle erstellt, bei denen unterschiedliche Grenzbedingungen angesetzt wurden (Tab. 22).

Tab. 22: Geologie der in der Analyse angenommenen Modelle

	Stratigraphie	Tiefe [m]	Schicht	Schichtmächtigkeit [m]	Modellierte Schichtdicke [m]
Modell 1	Quartär	0 - 5	Boden, Mittel- und Feinsand	5	0,1
	Karbon	5 - 30	Tonschiefer	25	0,5
		30 - 35	Ton	5	0,1
		35 - 50	Sandstein verschiedener Körnung, Steinkohle	15	0,3
Modell 2	Quartär	0 - 5	Boden, Mittel- und Feinsand	5	0,1
	Karbon	5 - 25	Tonschiefer	20	0,4
		25 - 30	Ton	5	0,1
		30 - 50	Sandstein verschiedener Körnung, Steinkohle	20	0,4
Modell 3	Quartär	0-5	Boden, Mittel- und Feinsand	5	0,1
	Karbon	5 - 26	Tonschiefer	21	0,42
		26 - 28	Ton	2	0,04
		28 - 50	Sandstein verschiedener Körnung, Steinkohle	22	0,44
Modell 4	Quartär	0 - 5	Boden, Mittel- und Feinsand	5	0,1
	Karbon	5 - 11	Ton	6	0,12
		11 - 18	Sand verschiedener Körnung	7	0,14
		18 - 20	Lockergestein zerbröckelt, Schotter (0-10 mm)	2	0,04
		20 - 27	Tonschiefer	7	0,14
		27 - 34	Sandstein verschiedener Körnung,	7	0,14
		34 - 36	Lockergestein zerbröckelt, Schotter (10-20 mm)	2	0,04
		36 - 43	Tonschiefer,	7	0,14
		43 - 50	Sandstein verschiedener Körnung, Steinkohle	7	0,14

Aus den Ergebnissen wurden für das jeweilige Gebirgsmodell Darstellungen zur Entwicklung der diskontinuierlichen Deformationen erstellt (Abb. 103).

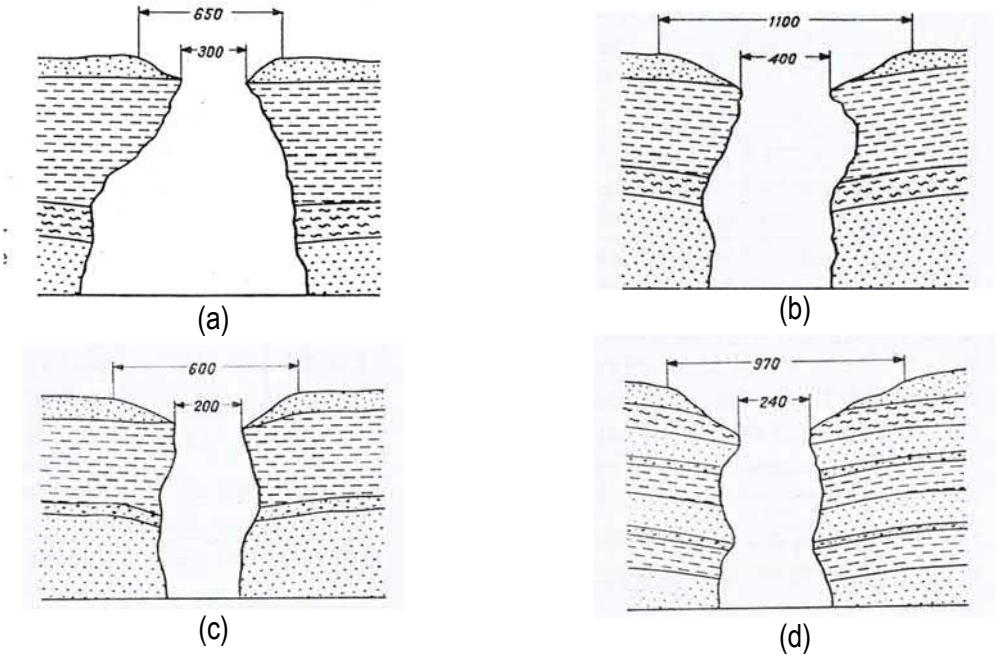


Abb. 103: Geometrie der Tagesbrüche für verschiedene Gebirgsmodelle: (a) Modell 1, (b) Modell 2, (c) Modell 3, (d) Modell 4 [77]

In den Abbildungen 103a bis 103d ist der Einfluss des Aufbaus des Deckgebirges auf die Entwicklung einer unstetigen Deformation deutlich sichtbar.

Bei in situ Beobachtungen im Oberschlesischen Steinkohlenrevier und im Kohlenrevier von Rybnik [111] traten die meisten der erfassten Tagesbrüche bei einer Deckgebirgsmächtigkeit von 0 bis 25 m auf.

Der Einfluss der Mächtigkeit h_n des Deckgebirges auf die Anzahl der Tagesbrüche kann nach Mikuła [111] durch folgende Funktion dargestellt werden:

$$n_1 = 17{,}05 \cdot exp(-0{,}012 h_n). \quad (16)$$

Den Betrachtungsbereich dieser empirisch ermittelten Funktion (16) schränkt die Funktion (17) ein:

$$n_2 = 350{,}04 \cdot exp(-0{,}091 h_n). \quad (17)$$

Den Durchmesser eines Tagesbruchs d in Abhängigkeit von der Mächtigkeit des Deckgebirges h_n liefert die Funktion:

$$d_1 = 2{,}53 \cdot {h_n}^{0{,}27}. \quad (18)$$

Den Betrachtungsbereich von Funktion (18) schränkt die Funktion (19) ein:

$$d_2 = 5{,}99 \cdot {h_n}^{0{,}46}. \quad (19)$$

Mit der Zunahme der Mächtigkeit des Lockergesteinsdeckgebirges verringert sich die Wahrscheinlichkeit, dass ein Tagesbruch entsteht [111]. Bei einer Mächtigkeit des Deckgebirges

von 25 m bis 70 m treten Tagesbrüche nur sporadisch auf, jedoch mit größeren Durchmessern bis zu einem Grenzwert von 70 m. Diese Zunahme des Durchmessers ist durch den natürlichen Böschungswinkel der Deckgebirgsschichten sowie das Auftreten von Schwimmsandschichten bei einem mächtigen Deckgebirge zu erklären.

Ähnliche statistische Abhängigkeiten wurden bereits von Chudek und Arkuszewski [83] für das Oberschlesische Steinkohlenrevier ermittelt. Sie setzen die Anzahl der Tagesbrüche in Beziehung zu deren Durchmesser (Tab. 23), zu der Tiefe des ursprünglichen Hohlraums (Tab. 24) und zu der Mächtigkeit des Lockergesteinsdeckgebirges (Tab. 25).

Tab. 23: Anzahl der Tagesbrüche und deren Durchmesser [83]

Durchmesser des Tagesbruchs [m]	Anzahl der Tagesbrüche	Anteil
0,3 - 2,5	154	38,5 %
2,5 - 5	147	36,0 %
5 - 10	67	16,4 %
10 - 20	29	7,1 %
> 20	8	2,0 %

Auf Basis der durchgeführten Analyse zeigten Chudek und Arkuszewski, dass bei 74,5 % der untersuchten Tagesbrüche der Durchmesser kleiner als 5 m ist, 23,5 % der Tagesbrüche haben einen Durchmesser von 5 bis 20 m. Insgesamt beträgt der Durchmesser bei etwa 90 % der Tagesbrüche weniger als 10 m.

Tab. 24: Anzahl der Tagesbrüche nach Abbauteufe [83]

Abbauteufe [m]	Anzahl der Tagesbrüche	Anteil
4-20	68	16,7 %
20-30	74	18,2 %
30-40	57	14,0 %
40-50	78	19,0 %
50-70	96	23,3 %
70-100	33	8,1 %
> 100	3	0,7 %

Aus Tabelle 24 geht hervor, dass mehr als 90 % der Tagesbrüche, in der Teufe weitgehend gleichmäßig verteilt, in Teufen von 4 bis 70 m entstehen, nur ein Anteil von knapp 9 % entsteht in einer größeren Teufe.

In Tabelle 25 wird die Anzahl der Tagesbrüche bei Mächtigkeiten des Lockergesteinsdeckgebirges zwischen 0 und 25 m betrachtet. Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Tagesbruch bei Deckgebirgsmächtigkeiten > 25 m entsteht, liegt unter 8 %.

Tab. 25: Anzahl der Tagesbrüche nach Mächtigkeiten des Deckgebirges gegliedert [83]

Mächtigkeit des Deckgebirges [m]	Anzahl der Tagesbrüche	Anteil
0-2	42	10,2 %
2-5	45	11,0 %
5-10	58	14,2 %
10-15	141	34,5 %
15-20	59	14,5 %
20-25	37	8,0 %
> 25	27	7,6 %

Beobachtungen in anderen Bergbaurevieren

Hunt [97] präsentierte aus Beobachtungen in Illinois/USA ein Diagramm, auf dem die Entstehung von unstetigen (Tagesbrüche) und stetigen Bodenbewegungen in Abhängigkeit von verschiedenen Teufen der Hohlräume und von verschiedenen Verhältniszahlen der Mächtigkeit des Lockergesteins zur Mächtigkeit des Festgesteins dargestellt wurde. Abbildung 104 zeigt, dass Tagesbrüche über untertägigen Hohlräumen im Teufenbereich bis 50 m entstehen. Das Verhältnis Mächtigkeit Lockergestein/Mächtigkeit Festgestein $h_n/(H-h_n)$ liegt in der Regel im Bereich zwischen 0,1 bis 1,1.

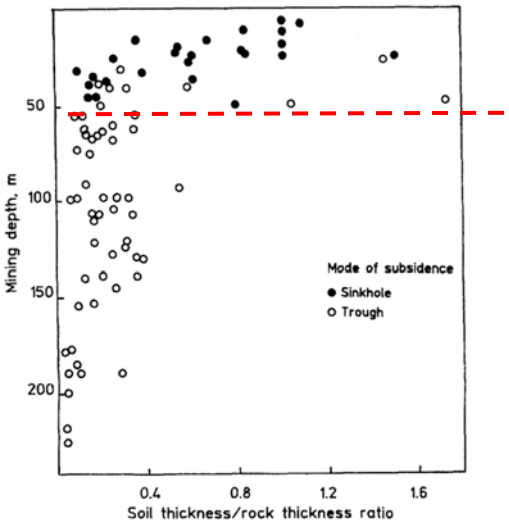


Abb. 104: Einfluss des Verhältnisses Mächtigkeit des Lockergesteins/Mächtigkeit des Festgesteins zur Grubenbauteufe auf die Entstehung von Tagesbrüchen [97]

Andere Untersuchungen im Bergbaugebiet Kotma/Indien [123] haben gezeigt, dass dort Tagesbrüche hauptsächlich bis zu einer Grubenbauteufe von 35 m entstehen, wenn das Verhältnis $h_n/(H-h_n)$ zwischen 0,15 und 0,30 liegt. Die Wahrscheinlichkeit zur Entstehung eines Tagesbruchs sinkt mit der Zunahme des Verhältnisses $h_n/(H-h_n)$.

Matheson und Eckert-Clift [108] sahen aus Beobachtungen in Colorado/USA ebenfalls einen Zusammenhang zwischen der möglichen Entstehung eines Tagesbruchs und der Mächtigkeit des Deckgebirges. Sie haben angenommen, dass eine große Wahrscheinlichkeit für die Entstehung eines Tagesbruchs besteht, wenn das Verhältnis der Mächtigkeit des Deckgebirges (h_n) zu der Höhe des Grubenbaus (g) unter 5 liegt. Liegt das Verhältnis h_n/g im Bereich von 5 bis 11, ist die Wahrscheinlichkeit der Entstehung eines Tagesbruchs sehr gering. Dagegen entstehen nach Statham und Treharne [126] auf Basis von Beobachtungen in South Wales/UK 90% aller Tagesbrüche bei einem Verhältnis $h_n/g < 6$.

Laut Klenczar [103] treten keine Tagesbrüche an der Erdoberfläche im polnischen Schiefergebirge auf, wenn der Hohlraum tiefer als 50 m liegt. Im Falle eines Sandsteingebirges beträgt die kritische Teufe 100 m.

Die dargestellten Untersuchungen zur Ermittlung einer Grenzteufe zeigen große Unterschiede in Bezug auf das Verhältnis $h_n/(H-h_n)$ und h_n/g. Dies liegt an den unterschiedlichen Randbedingungen der Untersuchungen, die sich untereinander sowohl hinsichtlich der Teufe der Strecken als auch bei den Boden- und Gesteinsbedingungen in den jeweiligen Bergbaurevieren deutlich

unterscheiden. Als Beispiel ist in Abbildung 105 das Schema der Entstehung von Tagesbrüchen im Lockergestein in Indien dargestellt.

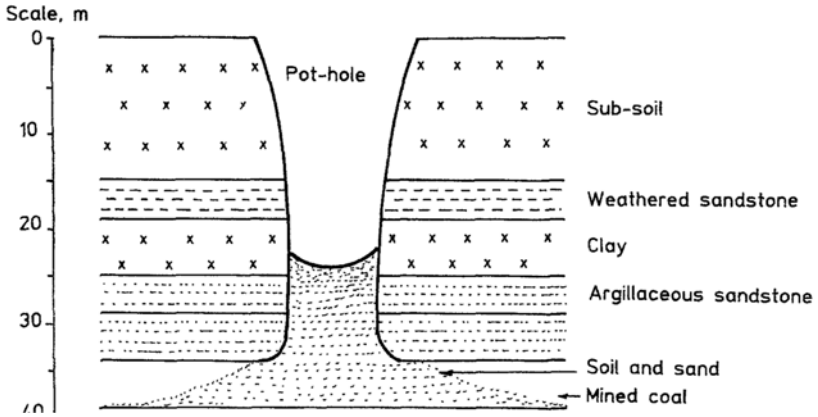


Abb. 105: Schema der Entstehung von Tagesbrüchen im Lockergestein [123]

Für die Entstehung eines Tagesbruchs liefert Sachs [119] eine Gleichung zur Bestimmung der kritischen Hohlraumteufe. Die Grundlage bildet die Bedingung:

$$R_p > \frac{H - h_n}{2} \cdot \frac{\sqrt{\mu} - 1{,}23}{1{,}23\sqrt{\mu}} \tag{20}$$

mit: R_p = Ersatzradius des Hohlraums in Kreisform (siehe Abb. 110, Seite 131), [m]
H = Hohlraumteufe, [m]
h_n = Deckgebirgsmächtigkeit, [m]
μ = Gesteinsfestigkeitskoeffizient nach Protodiakonov. [-]

Für die präsentierte Bedingung ergeben sich die nachfolgenden Gleichungen zur Bestimmung der bis zur Firste des Grubenbaus berechneten kritischen Teufe:

- für Strecken:

$$H_{kr} = h_n + R_p \frac{2\sqrt{\mu}}{0{,}81\sqrt{\mu} - 1} \cdot \sqrt{\frac{\mu}{\pi}\left(g \cdot L + \frac{L^2}{2\mu}\right)} \tag{21}$$

- für abgebaute Flächen:

$$H_{kr} = h_n + \frac{1{,}66\mu - 1}{1{,}66\mu - 2} \cdot \frac{g \cdot \sqrt{\mu}}{0{,}81\sqrt{\mu} - 1} \tag{22}$$

mit: L = Grubenbaubreite, [m]
g = Grubenbauhöhe. [m]

7.4 Verfahren zur Prognose von Tagesbrüchen

In diesem Kapitel werden die maßgeblichen Verfahren zur Prognose von Tagesbrüchen dargestellt, die im Wesentlichen auf Basis der Erfahrungen in den polnischen Steinkohlenrevieren, aber auch der ostdeutschen Braunkohlenreviere, entwickelt wurden. Die Verfahren beziehen sich hauptsächlich auf Tagesbrüche, die durch den Verbruch von tagesnah gelegenen Grubenbauen entstehen. Bestimmt werden die folgenden Parameter:

- Höhe der Bruchzone eines Hohlraums,
- Höhe der Auflockerungszone (über der Bruchzone),
- Höhe der Auflockerungs- und Bruchzone gegenüber der Grenze zwischen Fest- und Lockergestein.

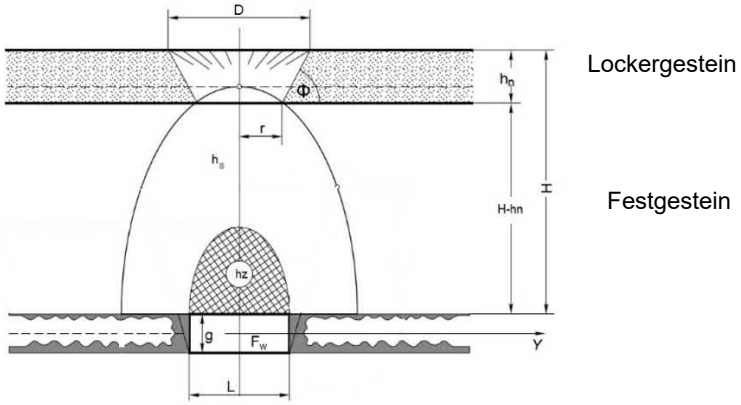


Abb. 106: Gebirgsschema zur Bewertung der möglichen Entstehung von Tagesbrüchen über einem tagesnah gelegenen Grubenbau

Verfahren von Chudek und Olaszowski

Das Verfahren von Chudek und Olaszowski [84] basiert auf der Druckgewölbetheorie von Sałustowicz [121]. Hier haben die Riss- und die Bruchzone eine elliptische Form, dabei reichen beide Zonen über die Umrisse des Grubenbaus hinaus. Für die Entstehung eines Tagesbruchs müssen die Riss- und die Bruchzone mindestens bis zur Basis des Lockergesteindeckgebirges (Bodenschichten) gelangen.

In dem Modell nach Chudek [85] wurden folgende Vereinfachungen angenommen:

- Gebirge aus homogenem Gestein mit einer geringen Zugfestigkeit,
- konstanter Wert der Poissonzahl für das jeweilige Gestein bis 150 m Teufe und
- elliptische Form der Auflockerungszone.

In Tabelle 26 sind die Kriterien zur Bewertung einer Tagesbruchgefährdung dargestellt.

Tab. 26: Kriterien zur Bewertung einer Tagesbruchgefährdung nach Chudek [86]

Kriterium	Tagesbrüche treten auf	Tagesbrüche treten wahrscheinlich auf	Tagesbrüche treten nicht auf
Teufe (Hohlraum)	0 - 100 m	100 - 150 m	> 150 m
Mächtigkeit des Deckgebirges	0 - 50 m	50 - 70 m	über 70 m
Wasserführung des Gebirges	ja	zeitweilig möglich	nein
Alter des Hohlraums	< 20 Jahre	20 - 50 Jahre	> 50 Jahre
Aktivierungsfaktoren	wasserführende Verwerfungen, Selbstentzündungsbrände im Alten Mann, Gebirgsschläge / -erschütterungen, Oberflächenbelastung	wasserführende Verwerfungen, Selbstentzündungsbrände im Alten Mann, Gebirgsschläge / -erschütterungen, Oberflächenbelastung	keine
Abbauverfahren	Pfeilerbau, Stockwerksbau mit planmäßigem Zubruchwerfen des Hangenden, Kammerpfeilerbau	Pfeilerbau, Stockwerksbau mit planmäßigem Zubruchwerfen des Hangenden, Kammerpfeilerbau	Strebbau oder Pfeilerbau mit Spülversatz
Merkmale und Eigenschaften der Tagesbrüche an der Erdoberfläche	alle Formen und Arten	trichter- und glockenförmig	keine
Tagesbruchhäufigkeit Dichte W_n (Menge/km^2)	$W_n > 15$	$5 \leq W_n \leq 15$ $0 < W_n < 5$	0
Mächtigkeit des Festgesteins	$H - h_n < 30$ g	30 g < $H - h_n$ < 50 g	$H - h_n > 50$ g
Wasserundurch-lässige Schichten, plastische Schichten	keine oder nur lokal	lokal oder geringmächtig ausgebildet (<3 bis 5 m)	stetig, mächtig (> 5 m)

Die Entwicklung der Verbruchzone dauert solange an, bis das gesamte Volumen der Hohlräume zwischen den Verbruchblöcken dem Volumen des ursprünglichen Grubenraums nahekommt. Diese Bedingung kann durch folgende Abhängigkeit ausgedrückt werden:

$$F_z k = F_z + F_w \tag{23}$$

mit: F_z = Schnittfläche der Bruchzone, [m^2]
F_w = Schnittfläche des Grubenbaus, [m^2]
k = Auflockerungsfaktor. [-]

Chudek hat eine Bedingung für die Entstehung eines Tagesbruchs formuliert

$$h_z \geq H - h_n \tag{24}$$

mit: h_z = Höhe der Verbruchzone, [m]
H = Teufe des Grubenbaus, [m]
h_n = Mächtigkeit des Lockergesteinsdeckgebirges (Bodenschichten). [m]

Ein Tagesbruch kann auch auftreten, wenn sich die Grenze zwischen den Festgesteins- und Lockergesteinsformationen im Bereich der Auflockerungszone befindet, wenn deren Reichweite wesentlich größer ist als die der Bruchzone.

Chudek folgerte aus Untersuchungen zur Entstehung von Tagesbrüchen, dass die Wahrscheinlichkeit der Entstehung einer unstetigen Deformation an der Erdoberfläche von dem Wert des Faktors z abhängig ist.

$$z = \frac{H - h_n}{g} \tag{25}$$

mit: z = Wahrscheinlichkeit der Entstehung eines Tagesbruchs [%]
H = Grubenbauteufe, [m]
h_n = Mächtigkeit des Lockergesteinsdeckgebirges, [m]
g = Höhe des Grubenbaus. [m]

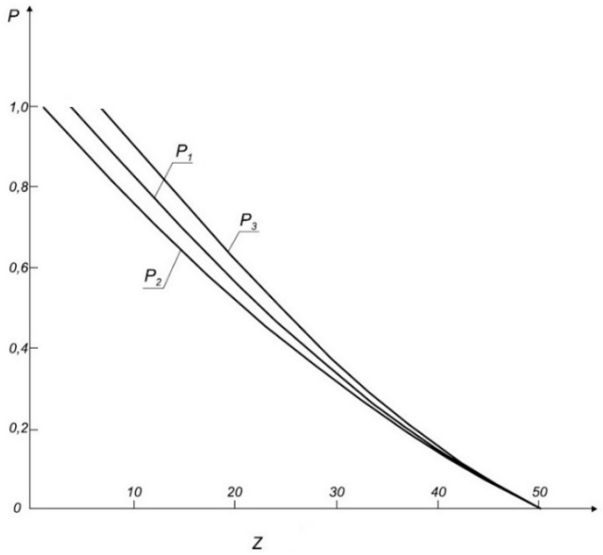


Abb. 107: Wahrscheinlichkeit der Entstehung eines Tagesbruchs in Abhängigkeit vom Faktor z (P_1 für h_{zmax}=10g; P_2 für h_{zmax}=8g; P_3 für h_{zmax}=12g) [83]

Für praktische Zwecke erarbeitete Chudek [84] ein Nomogramm, mit dessen Hilfe ein Gebiet in die entsprechende Gefährdungskategorie für die Entstehung von unstetigen Deformationen eingestuft werden kann (Tab. 27). Das Nomogramm (Abb. 108) entspricht einem Achsenkreuz mit vier Quadranten:

I. Bestimmung der maximalen und durchschnittlich zu erwartenden Durchmesser der Tagesbrüche in Abhängigkeit von der Hohlraumteufe,

II. Bestimmung der maximalen und durchschnittlich zu erwartenden Durchmesser der Tagesbrüche in Abhängigkeit von der Mächtigkeit des Lockergesteins,

III. Bestimmung der Wahrscheinlichkeit der Entstehung eines Tagesbruchs und

IV. Bestimmung der Kategorie der Tagesoberfläche und der Tagesbruchdichte.

Aus dem Nomogramm ergeben sich zum Beispiel für eine Hohlraumteufe von H = 60 m, für eine Mächtigkeit des Deckgebirges von h_n = 15 m, und für eine Höhe des Hohlraums von g = 3 m, folgende Werte:

- maximaler Durchmesser des Tagesbruchs abhängig von der Hohlraumteufe (I. Quadrant): 7,0 m,
- durchschnittlicher Durchmesser des Tagesbruchs abhängig von der Hohlraumteufe (I. Quadrant): 4,4 m,
- maximaler Durchmesser des Tagesbruchs abhängig von der Mächtigkeit des Deckgebirges (II. Quadrant): 21,0 m,
- durchschnittlicher Durchmesser des Tagesbruchs abhängig von der Mächtigkeit des Deckgebirges (II. Quadrant): 5,3 m,
- Wahrscheinlichkeit des Auftretens des Tagesbruchs P1: 0,81 (III. Quadrant) und
- Faktor der Tagesbruchhäufigkeit (Dichtefaktor) W_n (Menge/km^2): $5 \leq W_n \leq 15$ (IV. Quadrant).

Tab. 27: Klassifizierung der Tagesbruchgebiete

Bewertungskriterium	Kategorie			
	A	B	C	D
Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Tages-bruchs [%]	$0 < Z \leq 10$ $P = 1{,}0$	$10 < Z \leq 30$ $1{,}0 > P > 0{,}42$	$30 < Z \leq 50$ $0{,}42 > P > 0$	$Z > 50$ $P = 0$
Dichtefaktor*	$W_n > 15$	$15 \geq W_n \geq 5$	$W_n < 5$	$W_n = 0$
Maximaler Durchmesser eines Tagesbruchs D_{max} [m]	≥ 19	10 - 18	4 - 9	≤ 3

*Der Dichtefaktor beschreibt die Häufigkeit von Tagesbrüchen in einem abgegrenzten Abbaurevier.

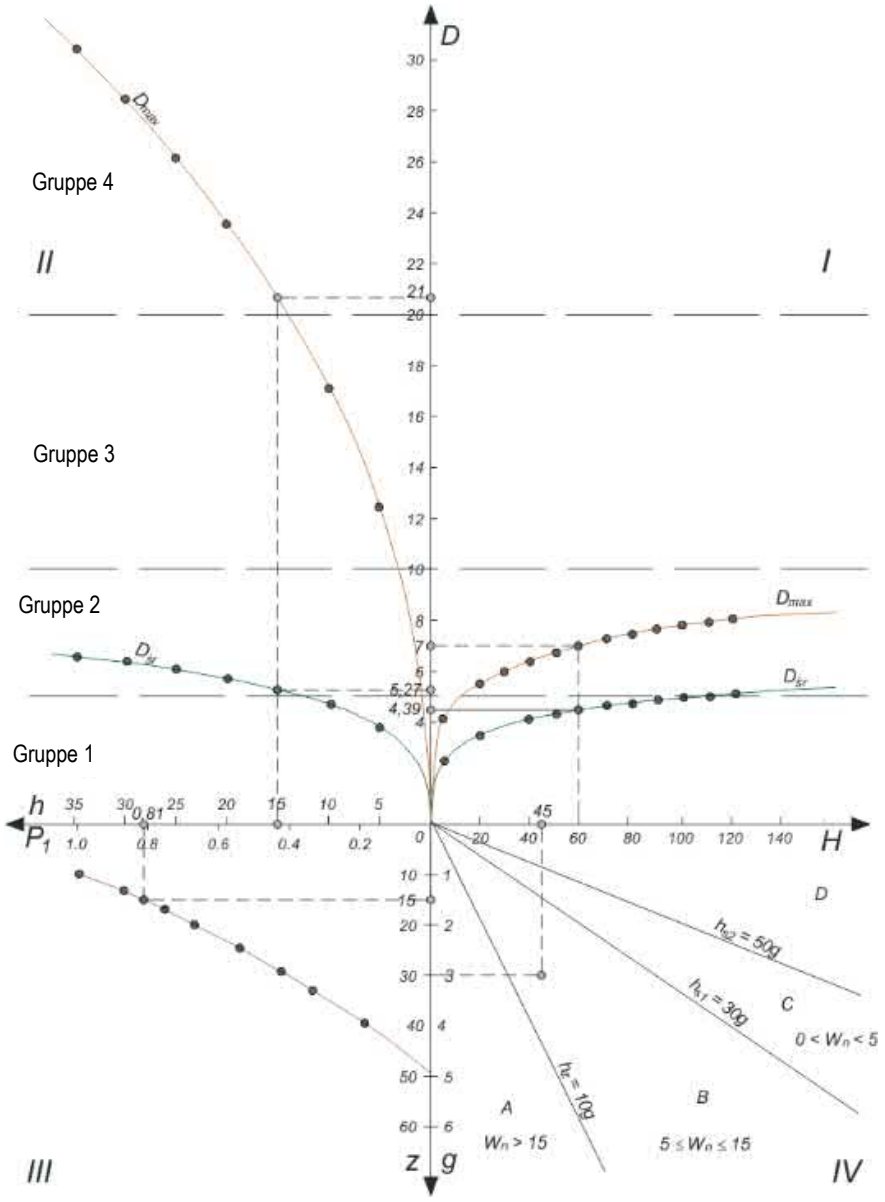


Abb. 108: Nomogramm zur Gefährdungskategorisierung von Tagesbrüchen [85]

Die mit dem dargestellten Nomogramm durchgeführten Bestimmungen ergeben, dass unter den gewählten Beispielbedingungen mit großer Wahrscheinlichkeit ein Tagesbruch mit einem Durchmesser von ca. 7 m zu erwarten ist. Größere Tagesbrüche mit einem Durchmesser bis zu 21 m sind nicht auszuschließen.

Verfahren nach Goszcz

Das Verfahren von Goszcz [92] basiert ebenfalls auf der Druckgewölbetheorie von Sałustowicz [121]. Dabei wird angenommen, dass es als Folge der Zugspannungen in der Streckenfirste zur Gebirgszerstörung kommt. Hierdurch fallen die gelösten Gesteine aus der Firste des Hohlraums nach unten und versetzen den Grubenbau. Es verlagert sich der Hohlraum Richtung Tagesoberfläche bis zum vollständigen Selbstversatz des Hohlraums.

Die Möglichkeit des Auftretens eines Tagesbruchs an der Erdoberfläche hängt nach Goszcz von den lokalen bergbautechnisch-geologischen Bedingungen ab und ist eng mit dem Bruchprozess verbunden. Wenn das nachbrechende Gesteinsvolumen für den Selbstversatz nicht ausreichend ist, dann entsteht ein Tagesbruch. Dieses Kriterium wurde von Goszcz als Grundlage für die Bestimmung der sogenannten kritischen Teufe eines Hohlraums genutzt. Bei einer Überschreitung dieser kritischen Teufe ist die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Tagesbruchs gleich Null. Die Höhe h_z, bis zu welcher sich der Hohlraum verlagern kann, wird beeinflusst von dem Reibungswinkel φ des zerrütteten Gesteins und dem Neigungswinkel α des Grubenbaus (Abb. 109). Das Volumen des über dem Hohlraum entstandenen Verbruchs in Gestalt einer Pyramide mit einer Grundfläche L·s und der Höhe h_z wird mit der nachfolgenden Formel beschrieben.

$$V_1 = \frac{1}{3} \cdot L \cdot s \cdot h_z \qquad (26)$$

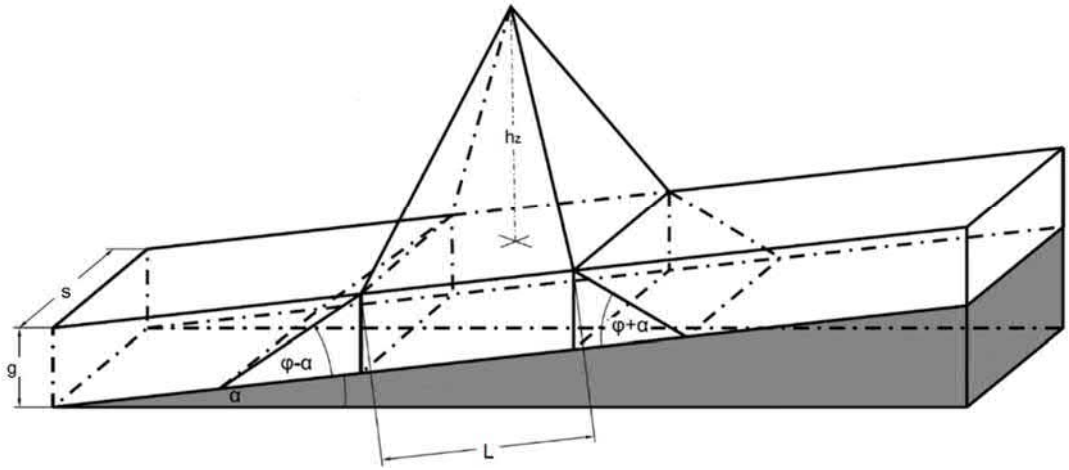


Abb. 109: Schema zur Bestimmung der Verbruchhöhe h_z über einem Hohlraum nach Goszcz [92]

Unter Berücksichtigung des primären Bruchvolumens V_2 lautet die Bedingung des Selbstversatzes:

$$V_1 \cdot k = V_1 + V_2 \tag{27}$$

mit: k = Auflockerungsfaktor. [-]

Für eine einzelne untertägige Strecke ergibt sich so unter Verwendung trigonometrischer Abhängigkeiten:

$$V_1 + V_2 = \frac{1}{3} \cdot L \cdot s \cdot h_z + L \cdot s \cdot g + \frac{1}{2} g^2 \cdot s \cdot [\cot(\varphi - \alpha) + \cot(\varphi + \alpha)] \tag{28}$$

Bei der Annahmen s = L und α = 0, vereinfacht sich die Formel, die die Höhe des Verbruchs beschreibt.

$$h_z = \frac{3(g^2 \cot \varphi + g \cdot L)}{L(k-1)} \tag{29}$$

Wegen vieler Vereinfachungen, die bei den o. g. Gleichungen Berücksichtigung fanden, sind die Berechnungsergebnisse nur als Näherung zu betrachten, so dass mit diesen Berechnungen die Höhe des Verbruchprozesses nur abgeschätzt werden kann.

Verfahren von Sachs

Sachs [118] hat in seiner Habilitationsschrift, basierend auf dem Verfahren von Cymbariewicz, für die Lösung des Tagesbruchproblems ein Modell der nach oben wandernden Hohlräume im Gestalt von aufeinander folgenden Kugeln (im Schnitt Kreise) konzipiert. Die Ausgangskugel mit dem Radius R_p repräsentiert die Verbruchursache, d. h. das primäre Bruchvolumen. Nach der Verfüllung der primären Kugel entsteht oberhalb eine freie Kugel mit dem Radius R_{p1}. Dieser Prozess setzt sich in einer fast unendlichen Reihe, mit immer kleineren Kugeln bis zum Erreichen des Selbstversatzes fort. Die Annahme der Kugel für die Gestalt des nach oben wandernden Hohlraums hat zur Folge, dass die Breite des Verbruchs mit der Entfernung vom ursprünglichen Hohlraum in seinem Modell immer kleiner wird (Abb. 110).

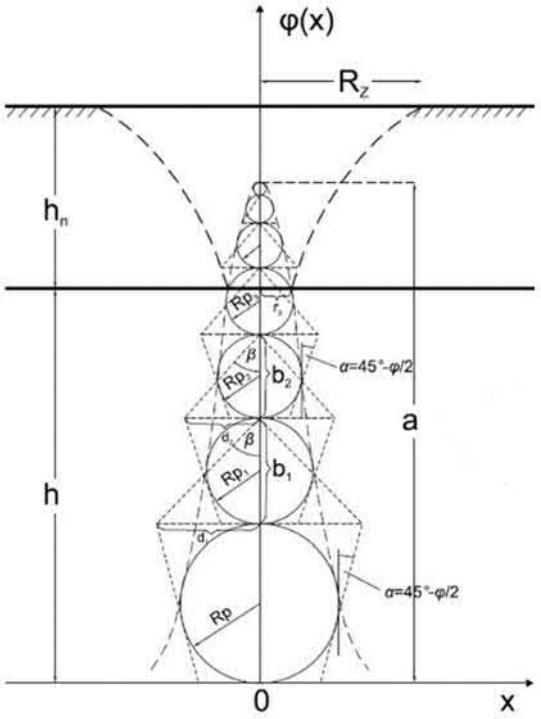


Abb. 110: Modell des Tagesbruchprozesses nach Sachs [118]

Um die Gestalt der so beschriebenen Verbruchzone zu modellieren hat Sachs angenommen, dass die Außenkontur des Bruchkörpers die Form der Gaußschen Glockenkurve hat und mit der nachfolgenden Gleichung ausgedrückt werden kann:

$$\varphi(x) = 2R_p \frac{\sqrt{\mu}}{\sqrt{\mu} - 1.23} exp\left[-\left(\frac{x}{R_p}\right)^2 \ln \frac{2\sqrt{\mu}}{\sqrt{\mu} - 1.23}\right] \quad (30)$$

mit:

h	=	Mächtigkeit des Festgesteins,	[m]
h_n	=	Mächtigkeit des Lockergesteins,	[m]
a	=	Höhe des möglichen Verbruchs,	[m]
R_p	=	Radius des der Querschnittfläche der untertägigen Strecke äquivalenten Kreises,	[m]
r_p	=	Breite des Verbruchs an der Grenze Fest- und Lockergestein,	[m]
φ	=	Reibungswinkel des Festgesteins,	[°]
μ	=	Gesteinsfestigkeitskoeffizient nach Protodiakonov.	[-]

Die Höhe des Verbruchs ist nach Sachs mit der folgenden Formel beschrieben:

$$a = \frac{2R_p}{1 - \frac{1 + 2\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{\sqrt{\mu \cdot \pi}}} \quad (31)$$

$$a = 2R_p \frac{\sqrt{\mu}}{\sqrt{\mu} - 1{,}23} = 2R_p \frac{\sqrt{k}}{\sqrt{k} - 1} \quad (31a)$$

mit: k = Auflockerungsfaktor. [-]

Daraus resultiert, dass der Verbruchradius r_p an der Grenze zwischen Fest- und Lockergestein mit Formel (32) bestimmt werden kann.

$$r_p = R_p \sqrt{\frac{\ln \frac{a}{z - h_n}}{\ln \frac{a}{R_p}}} \quad (32)$$

Verfahren von Janusz und Jarosz

Das von Janusz und Jarosz [98] entwickelte Verfahren zur Prognose von möglichen Tagesbruchereignissen basiert ebenfalls auf der Druckgewölbetheorie von Sałustowicz [121]. Das Schema des Gebirgsaufbaus über einer untertägigen Strecke ist in Abbildung 111 dargestellt.

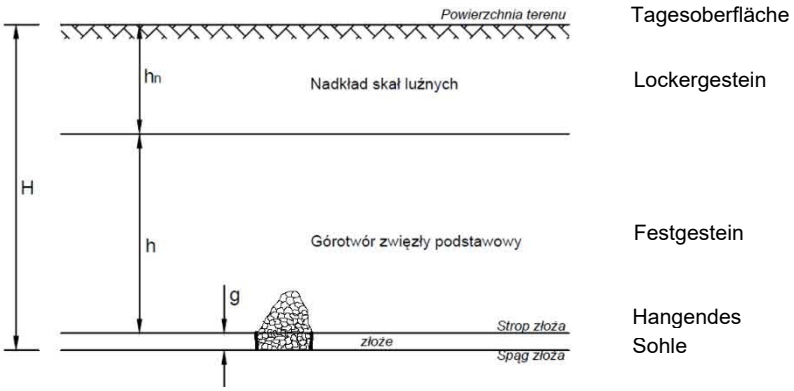


Abb. 111: Das Schema des Gebirgsaufbaus im Tagesbruchmodell Modell nach [98]

Es wird dort angenommen, dass entlang der untertägigen Strecke in der Firste eine druckentlastete Zone in Form einer Ellipse entsteht. Bei lokalem Firstversagen bildet sich in der Strecke ein Bruchhaufwerk und über ihm entsteht eine Verbruchzone in Form eines elliptischen Gewölbes.

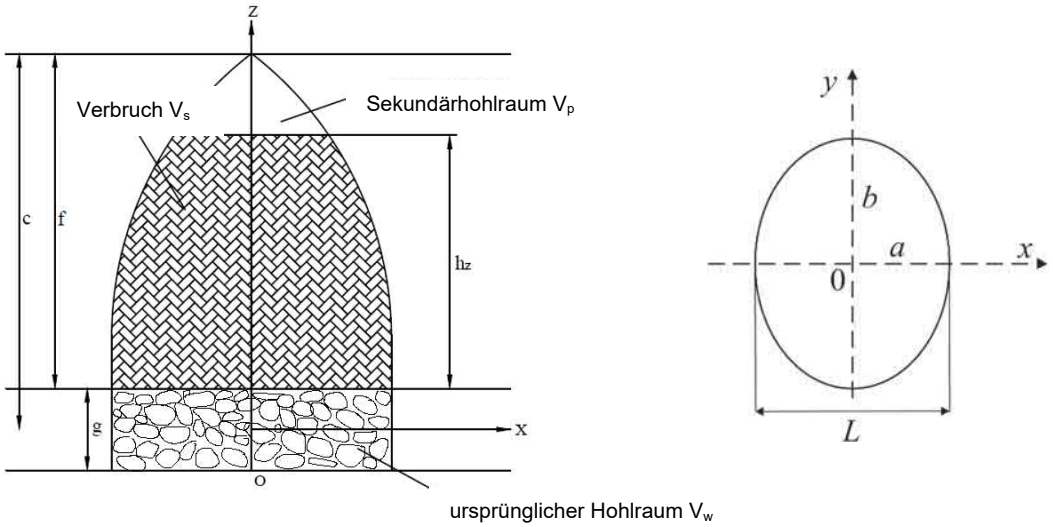


Abb. 112: Querschnitte des Druckgewölbes über einem Hohlraum links: Längsschnitt, rechts: Grundriss 0

Unter der Annahme, dass die horizontalen Halbachsen gleich lang sind, wird das Ellipsoid zum Rotationsellipsoid mit der Hochachse c und der Halbhochachse b = L/2. Das Verhältnis dieser Achsen unter den jeweiligen Bedingungen ist konstant:

$$n = 2\frac{c}{L} \tag{33}$$

Der Wert n hängt von den Eigenschaften und von dem Zustand des Gebirges ab. Dabei wird in diesem Verfahren nach der Zugfestigkeit R_r des Hangenden differenziert:

- für Felsgestein ($R_r > 0$):

$$n = \frac{1}{2}\left[(m-2) + (m-1)\frac{R_r}{p_z}\right] \tag{34}$$

- für Gestein mit sehr niedriger Zugfestigkeit ($R_r \cong 0$):

$$n = \frac{1}{2}(m-2) \tag{35}$$

- für stark gestörtes Gestein ($R_r = 0$):

$$n = m - 1 \tag{36}$$

mit: m = Kehrwert der Poissonzahl ($m = \frac{1}{v}$).

Es wird angenommen, dass mit der Zunahme der Hohlraumbreite die Höhe des Druckgewölbes sowie die Höhe des Bruchhaufwerks steigen. Dies führt dann zur Entstehung von Sekundärhohlräumen (Abb. 113).

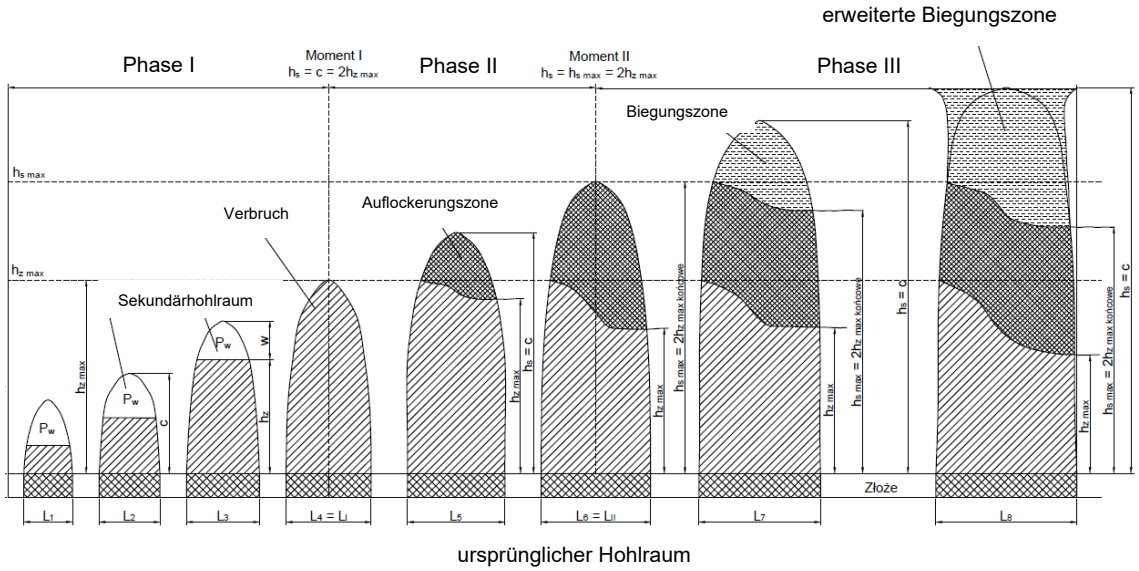


Abb. 113: Querschnitte des Deformationsprozesses des Gebirges über einem Hohlraum nach [98] (in [113])

Das Volumen des Sekundärhohlraums kann mit folgender Gleichung berechnet werden, die sich aus der Bilanz der Gesteinsmassen ergibt:

$$V_p = V_w + V_s - kV_s = V_w - (1-k)V_s \qquad (37)$$

mit: V_p = Volumen des Sekundärhohlraums, [m³]
V_w = Volumen des primären Bruchvolumens, [m³]
V_s = Volumen der Gesteine im Inneren des Druckgewölbes, [m³]
k = Auflockerungsfaktor. [-]

Das Volumen des Sekundärhohlraums, der über dem Verbruch entstehen kann, wird mit folgender Gleichung ermittelt:

$$V_p = L^2 g - (k-1)\frac{\pi}{3n^2}\left[P(z_2) - P\left(\frac{g}{2}\right)\right] \qquad (38)$$

mit: g = Höhe des ursprünglichen Hohlraums, [m]
n = Verhältnis der Achsen des Druckgewölbes,

$$P(z_2) = 3c^2 z_2 - z_2^3; \quad z_2 = h + \left(\frac{g}{2}\right); \qquad \text{für } c \geq h + \left(\frac{g}{2}\right),$$

$$P\left(\frac{g}{2}\right) = 3c^2\left(\frac{g}{2}\right) - \left(\frac{g}{2}\right)^3; \quad z_2 = c; \qquad \text{für } c < h + \left(\frac{g}{2}\right),$$

h = Mächtigkeit der Festgesteinsschichten über dem Hohlraum. [m]

Nach den Untersuchungen von Jarosz liefert die Gleichung (4) auf Seite 110 den Wert der maximalen Verbruchhöhe h_{zmax}.

Nach Janusz und Jarosz entstehen über der Bruchzone eine Riss- und eine Biegungszone. Die Höhe dieser Riss- und Biegungszone über dem Hohlraum ist etwa doppelt so groß wie die der Bruchzone.

Die beeinflusste Zone in dem in Abbildung 114 dargestellten Modell des Deformationsprozesses des Gebirges über einem Hohlraum hängt von der Mächtigkeit der Festgesteinsüberdeckung h ab. Dabei werden die folgenden Fälle unterschieden:

a) $h \leq h_{zmax}$

   an der Tagesoberfläche können Tagesbrüche entstehen,

b) $h_{zmax} < h \leq h_{smax}$

   an der Tagesoberfläche können stetige sowie unstetige Deformationen in Form von Senkungen und von Riss- und Spaltenbildungen entstehen, je nach Mächtigkeit des Deckgebirges h_n. Hierzu können folgende Fälle unterschieden werden:

   - $h_n > 30$ m – lokale stetige und unstetige Deformationen (Risse und Spalten),
   - 10 m $< h_n <$ 30 m – unstetige Deformationen, Tagesbrüche möglich,
   - $h_n < 10$ m – Tagesbrüche sehr wahrscheinlich,

c) $h > h_{smax}$

   mögliches Auftreten nur von stetigen Deformationen.

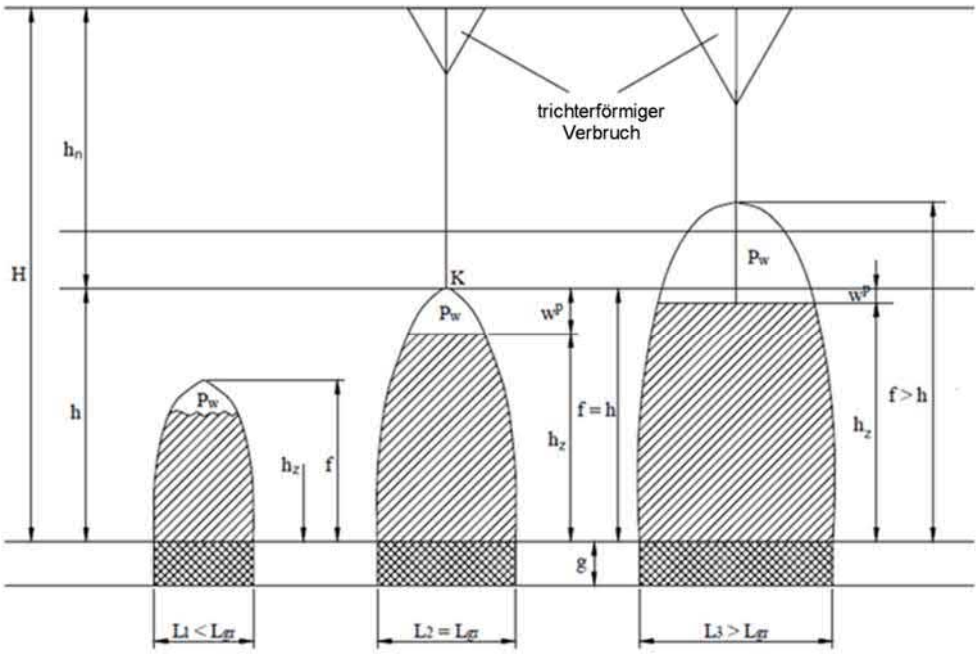


Abb. 114: Verlauf der Veränderungen im Gebirge über einem ursprünglichen Hohlraum bei geringer Mächtigkeit des Festgesteins über einem Grubenbau [113]

Eine hinreichende Bedingung für die Entstehung eines Tagesbruchs an der Erdoberfläche lautet: c = H + $\frac{g}{2}$. Dies bedeutet, dass die Spitze des über dem Hohlraum entstehenden Druckgewölbes die Tagesoberfläche erreicht hat. Für die Erfüllung dieser Bedingung muss die Breite des ursprünglichen Hohlraums L_{gr} = (H + $\frac{g}{2}$) $\frac{2}{n}$ betragen. Eine potentielle Gefährdung der Tagesoberfläche hängt also von der Höhe des ursprünglichen Hohlraums, von der Hohlraumbreite, von der Mächtigkeit des Fest- und Lockergesteins sowie von der Qualität des Gebirges (ausgedrückt durch die Koeffizienten k und n) ab.

Verfahren nach Fenk

Die Grundzüge des Komplexverfahrens von Fenk sind in Kapitel 6.2.2 beschrieben. Fenk [90] hat basierend auf in situ Beobachtungen die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Tagesbruchs im Lockergestein über alten Grubenbauen der Braunkohle bestimmt. Die relative Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Einbruchs nach Fenk beschreibt die Gleichung:

$$P = exp\{-[0{,}08(H-15) + 0{,}20h_b + 0{,}17h_n^{max}]\}, \quad (39)$$

mit: P = Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Tagesbruchs,
H = Teufe des Hohlraums, [m]
h_b = Mächtigkeit des unmittelbaren Hangenden, [m]
h_n^{max} = Dicke der mächtigsten bindigen Schicht im Lockergestein. [m]

Laut Fenk wird der Zeitpunkt des Auftretens eines Tagesbruchs nach Versagen des Grubenbaus durch die folgende Regressionsgleichung ausgedrückt:

$$T_P = 93{,}105 \cdot P_B^{-0{,}07} - 69, \quad (40)$$

mit: T_p = die Zeit nach der Erstellung des Hohlraums.

Numerische Verfahren

Die Entwicklung numerischer Verfahren in der Geotechnik und -mechanik führte dazu, dass diese dort zunehmend als Werkzeug verwendet werden, um den Spannungszustand und die Verschiebungen und Verformungen für verschiedene Bau-, Bergbau- und geotechnische Aufgaben zu bestimmen. Bei der Anwendung dieser Verfahren zur Lösung von Problemen, die mit (unstetigen) Deformationen im oberflächennahen Bereich verbunden sind, können viele wichtige Faktoren, wie die Art des Gebirges und dessen Kennwerte berücksichtigt werden.

So entstanden verschiedene Möglichkeiten, den Verlust der Standfestigkeit von untertägigen Grubenbauen in geringer Teufe (u. a. Kwaśniewski [104], Meier [109], Cała, Jarczyk, Postawa [82]) sowie die Bildung von oberflächennahen diskontinuierlichen Deformationen numerisch zu modellieren. Die Modelle unterscheiden sich im Wesentlichen durch die Wahl der numerischen Algorithmen (Finite Element Method, Discrete Element Method, Finite Difference Method, Boundary Element Method) und den dort angenommenen Randbedingungen.

Charakteristisch für die numerischen Berechnungen ist die Anwendung eines physikalischen und eines mathematischen Modells. Das erstgenannte Modell ist ein vereinfachtes Bild der Wirklichkeit, das eine Reihe relevanter Informationen über seine physikalische Natur enthält. Das andere dagegen ist eine Sammlung von Informationen über seine Eigenschaften, ausgedrückt in Form eines mathematischen Datensatzes. Die begrenzte Aussagekraft beider Modelltypen bleibt aber ein grundlegendes Problem bei der Lösung von geomechanischen Fragestellungen. Die Auswertung zugänglicher Veröffentlichungen sowie vergleichend durchgeführte Berechnungen und Analysen zeigen, dass die Anwendung numerischer Verfahren für die Prognose von Tagesbruchereignissen und deren geometrischen Dimensionen derzeit kaum möglich ist.

In Geoengineering-Modellen werden ausgewählte Verhalten des Gesteinsmassivs oft mit mechanischen Modellen beschrieben, deren einfache Formen u. a. folgende Eigenschaften und Gesetzmäßigkeiten (meist im Kontinuum) beschreiben: Elastizität, Viskosität, Sprödigkeit, Plastizität. Auf deren Basis können dann Modelle erstellt werden, die komplexe Stoffgesetze abbilden, z. B. elastisch-plastisch-spröde Modelle (auch temperaturabhängig). Die entsprechenden Rechenprogramme sind Stand der Technik im Kontinuum (z. B. Comsol), auch bei homogenen oder geschichteten Strukturen im Diskontinuum (z. B. Flac 3D). In diesem Sinne sind sie Standard bei der Planung von Bergbau- und Infrastrukturhohlräumen.

Herausforderung für die numerische Modellierung von Geoengineering-Phänomenen ist immer die richtige Auswahl eines geeigneten geomechanischen Modells, welches das Verhalten von Gestein und Boden unter verschiedenen Bedingungen und Belastungen beschreibt, sowie die Auswahl repräsentativer realer Werte für die Parameter, die die relevanten Eigenschaften des Gebirges (im Kontinuum und Diskontinuum) beschreiben. Ein Gebirge, bestehend aus verschiedenen Gesteins- und Bodenschichten, mit verschiedenen Wassergehalten, unterschiedlichen Störungs- und Bruchzonen usw., ist kein isotropes Material, es weist in der Regel sowohl eine sehr hohe Anisotropie als auch eine variable Heterogenität auf. Dies führt dazu, dass die Ermittlung von physikalischen und mechanischen Eigenschaften in situ (oder im Labor an Probekörpern), die an

einer Stelle durchgeführt werden, oft signifikant von Ergebnissen vergleichbarer Untersuchungen an nur wenig entfernten Stellen abweichen können.

Um die Anwendbarkeit von numerischen Modellen auf die Analyse des möglichen Auftretens eines Tagesbruchs zu erweitern, wurden für den polnischen Bergbau verschiedene Berechnungen von zweidimensionalen Beispielen durchgeführt. Die meisten basierten auf elastisch-plastischen Modellen (u. a. Coulomb-Mohr-Hypothese, Cam-Clay Modell etc.).

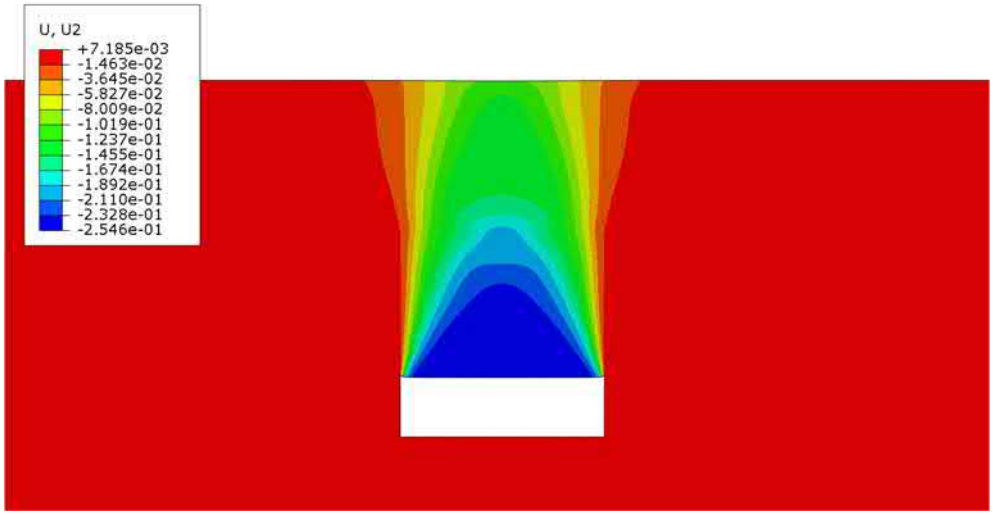


Abb. 115: Beispiel für die Modellierung vertikaler Verschiebungen für einen flachen Grubenbau

Die durchgeführten Berechnungen zeigten, dass die numerischen Verfahren es ermöglichen, viele physikalisch-geomechanische Faktoren zu berücksichtigen, die im Gebirge und im Nahbereich eines untertägigen Grubenbaus (oder sonstigen untertägigen Infrastrukturhohlraums) auftreten.

Die Komplexität dieser Verfahren bei der Verknüpfung eines solchen geomechanischen Modells mit den realen Beobachtungen sowie die Schwierigkeit, die relevanten Parameterwerte zur Beschreibung der Eigenschaften der Festgesteine und des Lockermassendeckgebirges für größere Zonen rings um die untertägigen Hohlräume zu bestimmen, machen es aber praktisch unmöglich, ein allgemeines numerisches Prognoseverfahren zur Entstehung von Tagesbrüchen und deren Dimensionen zu entwickeln.

Numerische Verfahren sollten aus Sicht der Autoren nur dann zur Prognose der Entstehung von Tagesbrüchen genutzt werden, wenn für den örtlichen Prognosebereich ein ausreichend detailliertes und umfangreiches Datenkollektiv zur Verfügung steht, das sowohl die bergbaulichen als auch die geotechnischen Bedingungen der Gesteins- und Bodenschichten an diesem Standort detailliert charakterisiert. Wenn daraus perspektivisch eine Datenbank entstehen sollte, die eine

statistische Auswertung von numerischen Tagesbruchanalysen zulässt und Prognosen für ein Bergbaurevier ermöglicht, so ist dies ergänzend zu begrüßen.

7.5 Bestimmung der Größe eines Tagesbruchs

In der internationalen Literatur gibt es nur wenige Lösungen, nach denen die Maße eines zukünftigen Tagesbruchs abgeschätzt werden können. Dies hängt wahrscheinlich mit den unterschiedlichen Voraussetzungen für die Entstehung eines Tagesbruchereignisses zusammen. Unter anderem handelt es sich um variable Grenzbedingungen, wie z. B. die Teufe eines Hohlraums, die Größe und Form eines Hohlraums, die Mächtigkeit des Fest- und des Deckgebirges sowie deren Eigenschaften, das Grundwasserniveau, die Intensität der Bergbauaktivitäten in dem jeweiligen Bereich.

Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf punkt- oder linienförmige Hohlräume.

Durchmesser und Verbruchhöhe

In der Veröffentlichung von Chudek und Janusz [87] nannten die Autoren eine Gleichung zur Bestimmung des Radius eines Tagesbruchs R_z:

$$R_z = \sqrt[3]{\frac{3V_p}{\pi \cdot tan\alpha}} \tag{41}$$

mit: V_p = Volumen des Sekundärhohlraums (Formel 37), [m³]
α = Böschungswinkel der Deckgebirgsschichten. [°]

Die Tiefe des Tagesbruchtrichters S_z kann mit folgender Gleichung

$$S_z = R_z \cdot tan\alpha, \tag{42}$$

unter der Annahme berechnet werden, dass gilt:

$$S_z \leq h_n + R_p \cdot tan\alpha \tag{43}$$

mit: h_n = Mächtigkeit des Lockergesteinsdeckgebirges, [m]
R_p = Radius des Hohlraums in Kugelform. [m]

Andere Lösungen zur Bestimmung des Durchmessers eines Tagesbruchs aufgrund statistischer Analysen lieferte Fenk [91]. Nach Fenk ist der Durchmesser wie folgt zu bestimmen:

- Wenn die Dicke der mächtigsten bindigen Schicht im Lockergestein
  5,4 m ≤ h_b^{max} ≤ 18,5 m beträgt, dann gilt:

$$D = 4{,}04\sqrt{\frac{V_p}{H}} \tag{44}$$

- Wenn die Dicke der mächtigsten bindigen Schicht im Lockergestein
  h_b^{max} ≤ 4,8 m beträgt, dann gilt:

$$D = 2{,}95\sqrt{\frac{V_p}{H}\left(1+\frac{h_b^{max}}{H}\right)} \tag{45}$$

mit: D = Durchmesser des Tagesbruchs, [m]
H = Teufe der untertägigen Strecke, [m]
V_p = primäres Bruchvolumen. [m³]

Whittaker [133] sowie Whittaker und Reddish [134] stellten eine einfache Lösung zur Berechnung des Durchmessers eines Tagesbruchs über tagesnahen untertägigen Strecken vor, die auf in situ Beobachtungen über altem Erz- und Steinkohlenabbau in UK basiert. Aus diesen Beobachtungen ergibt sich, dass der Durchbruch eines Hohlraums bis an die Tagesoberfläche, ausgelöst durch Streckenversagen, einen „Erzschlot"-Charakter (engl.: chimney process) hat und die Gestalt eines Zylinders annimmt. Der Wert des Tagesbruchdurchmessers, zum Zeitpunkt der Tagesbruchentstehung, liegt dabei in einem Bereich zwischen L und L√2, L ist die Streckenbreite. Der größere Wert ist in der Regel charakteristisch für Streckenkreuze (Abb. 116).

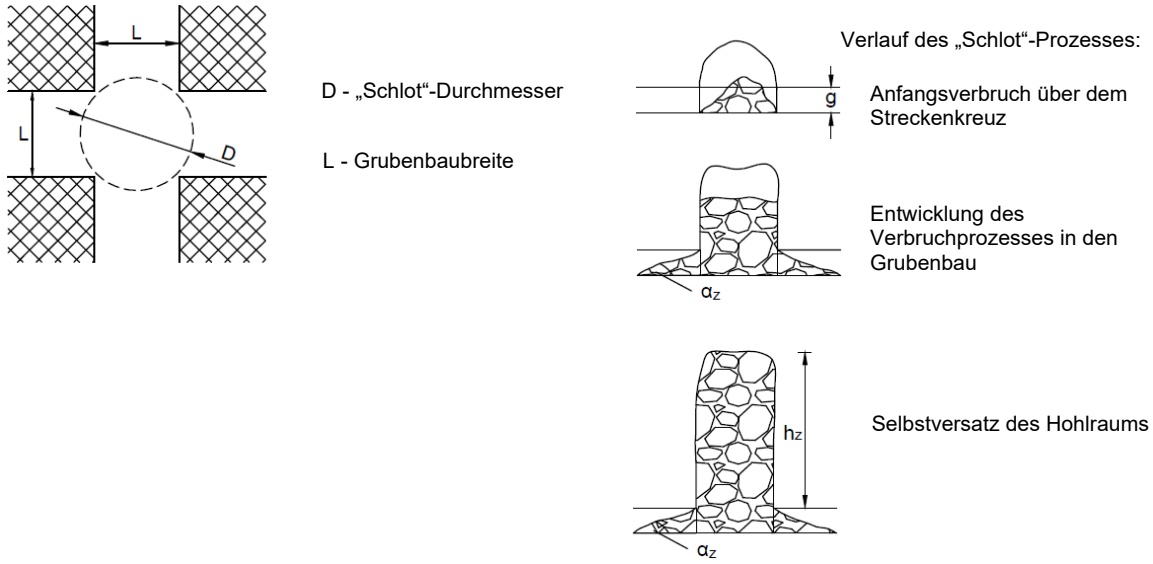


Abb. 116: Der „Schlot“-Prozess über einem Streckenkreuz [133]

Das Volumen des verbrochenen Gesteins im Verbruchzylinder ist mit der Formel (46) zu bestimmen.

$$V_s = \frac{1}{4} k h_z \pi D^2 \tag{46}$$

mit: V_s = Volumen des gebrochenen Gesteins im Verbruchzylinder, [m³]
k = Auflockerungsfaktor, [-]
h_z = Höhe des Verbruchzylinders, [m]
D = Durchmesser des Verbruchzylinders. [m]

Der im Bereich des Streckenkreuzes vorhandene Freiraum, d. h. das primäre Bruchvolumen kann auf Basis der Abbildung 116 mit Formel (47) berechnet werden.

$$V_p = 4(0{,}5L \cdot g^2 \cdot cot\alpha_z) + g \cdot L^2 \tag{47}$$

mit: V_p = primäres Bruchvolumen, [m³]
L = Streckenbreite, [m]
g = Streckenhöhe, [m]
α_z = Schüttwinkel des Bruchhaufwerks. [°]

Auf der Grundlage der Volumenbilanz

$$V_p + V_s = k \cdot V_s \tag{48}$$

wird die Höhe des Verbruchschlots h_z, die zum Selbstversatz notwendig ist, bestimmt.

$$h_z = \frac{4}{\pi(k-1)} \cdot \frac{V_p}{D^2} \tag{49}$$

Für ein Streckenkreuz und die Annahmen D_1 = L und D_2 = L/√2 ergeben sich die nachfolgenden Gleichungen:

$$h_z(D_1) = \frac{4g}{\pi(k-1)}\left(2\,{}^{g}/_{L} \cdot ctg\alpha + 1\right) \quad (50)$$

$$h_z(D_2) = 0{,}5 \cdot h_z(D_1) \quad (51)$$

Daraus resultiert, dass eine geringere Streckenbreite und somit ein geringerer Schlotdurchmesser zur Vergrößerung der Verbruchhöhe führen würde. Andererseits führt eine geringere Streckenbreite zur Vergrößerung der Stabilität im Firstbereich einer untertägigen Strecke. Aus diesem Grund kann bei einem Gebirgsaufbau aus Fest- und Lockergestein der Ansatz von Whittaker nicht alleine für die Möglichkeit zur Entstehung eines Tagesbruchs maßgeblich sein.

In Abbildung 117 ist die Abhängigkeit zwischen der Streckenbreite L und der maximalen Schlothöhe für die Annahmen D_1 = L und D_2 = L√2 graphisch dargestellt.

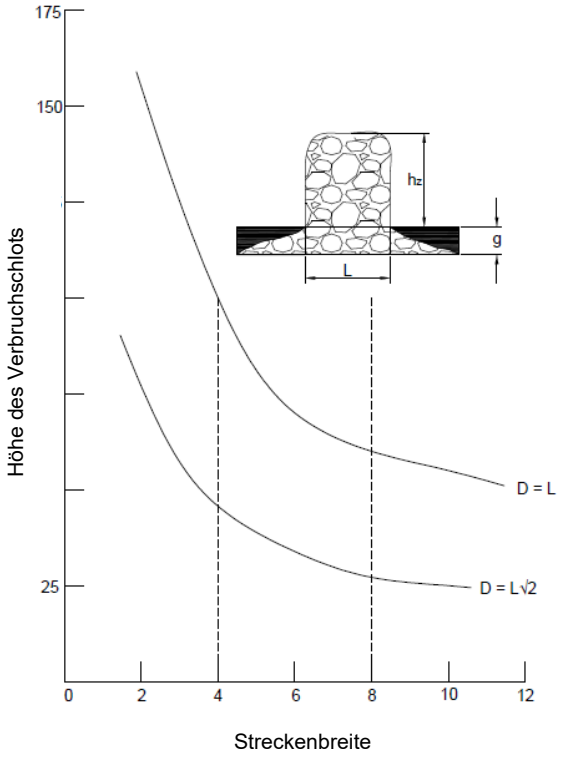


Abb. 117: Abhängigkeit der Höhe des Verbruchschlots von der Streckenbreite [133]

Eine andere Lösung zur Berechnung der Reichweite eines Tagesbruchs formulierte Galanka. Für Böden mit Kohäsion ist die folgende Gleichung für die Bestimmung des Reichweitewinkels zu verwenden:

$$tan\Psi = tan\varphi_n + \frac{c_n}{\sigma_v} \quad (52)$$

mit: σ_v = vertikale Spannung, [kN/m²]

$$\sigma_v = \gamma_n \cdot h_n \quad (53)$$

h_n = Mächtigkeit des Quartärs, [m]
γ_n = Wichte des Quartärs, [kN/m³]
c_n = Kohäsion des Bodens, [kPa]
φ_n = Reibungswinkel des Bodens, [°]
Ψ_n = sog. Ersatzwinkel. [°]

Popiołek und Pilecki 0 lieferten eine andere Lösung zur Bestimmung des Radius eines Tagesbruchs R_z an der Oberfläche:

$$R_z = h_n \cdot tan(90° - \varphi) + L \quad (54)$$

mit: h_n = Mächtigkeit der Lockergesteinsschichten des Deckgebirges, [m]
φ = Reibungswinkel, [°]
L = Streckenbreite. [m]

Die Gleichung legt nahe, dass an der Tagesoberfläche ein Tagesbruch in Form eines abgescherten oder eines zylindrisch-kegelförmigen Trichters mit einem größeren Durchmesser als der Streckenbreite entsteht. Die horizontale Reichweite des Tagesbruchs ist lediglich von dem Reibungswinkel und von der Mächtigkeit der Lockergesteinsschichten im Deckgebirge abhängig. Die gleiche Lösung für die Bestimmung des Durchmessers eines Tagesbruchs an der Tagesoberfläche, der aufgrund des Versagens schlecht gesicherter Schächte oder Hilfsschächte entsteht, lieferten Healy und Head [93] (siehe Gleichung 67, Seite 156).

Trichterbildung bei nicht standfesten Böden und Entlastungszone

Bei nicht standfesten Böden stellt sich im Falle des Verbruchs ein natürlicher Böschungswinkel ein. Dieser ist nicht identisch mit einem Hangwinkel oder dem Winkel des Schüttkegels. Er entspricht auch nicht dem Reibungswinkel. Ursache dafür sind unterschiedliche Bodenspannungen. Der natürliche Böschungswinkel eines Bodens ist abhängig sowohl von der Korngröße als auch von der Kornform. Mikuła hat in seiner Dissertation [110] in Modelluntersuchungen mit Grob-, Mittel-

und Feinsand die nachfolgende Abhängigkeit der Tiefe eines Tagesbruchtrichters von seinem Radius ermittelt:

$$S_z = (0.6 \div 0.8) R_z \tag{55}$$

mit: S_z = Tiefe des Tagesbruchtrichters, [m]
R_z = Radius des Tagesbruchs. [m]

Nach Mikuła liegt der Wert des natürlichen Böschungswinkels im Bereich von 33° bis 37°, wobei der Reibungswinkel φ für die untersuchten Böden zwischen 25° und 36° betrug. Die geringsten Werte des natürlichen Böschungswinkels und des Reibungswinkel wurden für die feinsten Kornfraktionen ermittelt.

Anders verhält es sich bei bindigen Böden. Die Größe des in bindigem Boden entstehenden Tagesbruchs hängt von den geotechnischen Bodenparametern ab (Reibungswinkel, Kohäsion, Wichte, Flächenbelastung). Näher wird darauf in Kapitel 7.8 eingegangen.

Sachs [118] formulierte eine Lösung, die die Form und die Ausmaße der Umhüllenden der über einem Grubenbau entstehenden Entlastungszone beschreibt.

$$\varphi(x) = 2R_p \frac{\sqrt{\mu}}{\sqrt{\mu} - 1{,}23} exp\left[-\left(\frac{x}{R_p}\right)^2 \cdot \ln \frac{2\sqrt{\mu}}{\sqrt{\mu} - 1{,}23}\right] \tag{56}$$

mit: μ = Gesteinsfestigkeitskoeffizient nach Protodiakonov,
R_p = Radius des der Querschnittsfläche des Grubenbaus äquivalenten Kreises. [m]

Für die angenommenen Abhängigkeiten wurde nach Sachs die Form des Verbruchs wie folgt bestimmt:

- Wenn: $\lim_{\mu \to 1{,}5} \varphi(x) = \infty$, dann nimmt der Verbruch die Form eines Zylinders mit einem Durchmesser von $D = 2R_p$ an.
- Für: $1{,}5 < \mu < \infty$, und $2R_p < \varphi(x) < \infty$,

  $$\lim_{\mu \to \infty} \varphi(x) = 2R_p \, exp\left[-\left(\frac{x}{R_p}\right)^2 \cdot \ln 2\right],$$

  nimmt der Verbruch im zerrütteten Felsgestein die Form der Gaußschen Glockenkurve an.
- Wenn: $\lim_{\mu \to \infty} \varphi(x) = 2R_p$, dann tritt ein Verbruch im Festgestein nicht über den Bereich des Hohlraums hinaus.

Im Lockergesteinsdeckgebirge hängt die Form eines Verbruchs von den physikalisch-geomechanischen Eigenschaften des Gesteins ab.

1 Bei Lockergestein (c ≠ 0 und φ ≠ 0) wird die Form eines Verbruchs durch folgende Funktion beschrieben:

$$\emptyset(x) = z - h_n + \frac{2c}{\gamma_0} cot\varphi \cdot \ln\left(\frac{x}{r_p}\right) \quad (57)$$

2 Bei kohäsionslosem Material (c = 0) gilt:

$$\emptyset(x) = z - h_n + \left(x - r_p\right) tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (58)$$

mit: z = Teufe der Hohlraumsohle (y = H + g), [m]
c = Kohäsion, [kPa]
φ = Reibungswinkel, [°]
r_p = Radius des Verbruchs an der Grenze zwischen Fest- und Lockergestein. [m]

Der Parameter r_p kann mit Gleichung (30) oder mit der unten angegebenen Gleichung (59) bestimmt werden.

$$r_p = R_p \sqrt{\frac{\ln\frac{h_z}{z - h_n}}{\ln\frac{h_z}{R_p}}} \quad (59)$$

mit: h_z = Verbruchhöhe. [m]

Die Form eines Verbruchs im Lockergesteinsdeckgebirge kann eine der folgenden Gestalten annehmen:

- bei c ≠ 0 und φ ≠ 0° - Kegel mit der Spitze nach unten und der Mantelfläche als ein Teil der logarithmischen Kurve,
- bei c ≠ 0 und φ = 0° - Zylinder oder Schlot mit dem Verbruchradius r_p am Übergang Fest-/Lockergestein,
- bei c = 0 und φ ≠ 0° - Kegel mit der Spitze nach unten und der Mantelfläche in Form einer geraden Linie.

Folgende Tagesbruchformen können unterschieden werden:

1 Wenn das Festgestein bis an die Tagesoberfläche reicht, kann ein Tagesbruch in Form einer Gaußschen Glockenkurve oder in Form eines Zylinders entstehen.

2 Wenn das Festgestein mit Deckgebirge aus Lockergesteinen bedeckt ist, kann ein Tagesbruch in Form eines Kegels mit der Spitze nach unten und der Mantelfläche in Form einer geraden Linie, in Form eines Kegels mit der Spitze nach unten und der Mantelfläche als ein Teil der logarithmischen Kurve oder in Form eines Zylinders entstehen.

Sachs [118] stellte fest, dass Tagesbrüche mit kleineren Abmessungen in Bereichen auftreten, wo im Karbon sehr feste Sedimentformationen ohne Überdeckung anstehen oder wenn diese mit Deckgebirgsschichten mit hoher Kohäsion und geringer Mächtigkeit überdeckt sind. Tagesbrüche mit großen Ausdehnungen treten dort auf, wo im Karbon Formationen mit geringer Gesteinsfestigkeit anstehen und diese mit einem mächtigen Lockermassendeckgebirge überdeckt sind.

Sachs lieferte Gleichungen zur Bestimmung der Größe eines Tagesbruchs bei unterschiedlichen Formationen im Deckgebirge:

- Beim Deckgebirge aus nicht standfesten Formationen gilt:

$$R_z = g\sqrt{\frac{\ln\frac{h_z}{z-h_n}}{\ln\frac{h_z}{g}}\cdot h_n \cot\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)} \tag{60}$$

- Beim Deckgebirge aus standfesten Formationen gilt:

$$R_z = g\sqrt{\frac{\ln\frac{h_z}{z-h_n}}{\ln\frac{h_z}{g}}\cdot exp\left(\frac{\gamma \tan\varphi \cdot h_n}{2c}\right)} \tag{61}$$

- Bei fehlendem Deckgebirge ($h_n = 0$) gilt:

$$R_z = g\sqrt{\frac{\ln\frac{h_z}{z}}{\ln\frac{h_z}{g}}} \tag{62}$$

mit: h_z = maximale Verbruchhöhe, berechnet nach Sachs als: $h_z = 2R_p\frac{\sqrt{k}}{\sqrt{k}-1}$, [m]
h_n = Mächtigkeit des Deckgebirges, [m]
z = Teufe von der Oberfläche bis zur Hohlraumsohle ($z = H + g$), [m]

c	=	Kohäsion,	[kPa]
G	=	Höhe des Hohlraums,	[m]
φ	=	Reibungswinkel,	[°]
γ	=	Wichte,	[kN/m³]
k	=	Auflockerungsfaktor.	

7.6 Bestimmung der Dimension eines Tagesbruchs bei alten Schächten

Bei der Analyse der Entstehung von diskontinuierlichen Deformationen in Form eines Tagesbruchs über einem alten Schacht sind viele Faktoren zu berücksichtigen. Die Größe der geotechnisch gefährdeten Zonen um einen Schacht hängt ab von [101]:

- der Mächtigkeit der Deckgebirgsschichten,
- den hydrogeologischen Bedingungen,
- den geotechnischen Eigenschaften der Deckgebirgsschichten,
- dem Schachtausbau (Art, Zustand) im Bereich der Deckgebirgsschichten,
- der Lage und dem Zustand der Schachtzugänge (Wetterkanäle etc.) im Deckgebirge,
- dem Abteufverfahren.

Nach Popiołek und Pilecki [114] ist der Durchmesser eines Tagesbruchs an der Tagesoberfläche annähernd gleich den Ausmaßen des lichten Schachtquerschnitts, wenn der Schachtausbau im Oberflächenbereich standfest ist oder wenn die anstehenden Bodenschichten um den Schacht ausreichend fest sind. Anders gestaltet sich das für Schachtköpfe in einem Lockergesteindeckgebirge. Je mächtiger dort die Lockergesteinsschicht ist, desto größer ist der obere Durchmesser eines Tagesbruchs.

Eine Lösung zur Berechnung des Durchmessers eines Tagesbruchs über einem Schacht wurde von Healy und Head [93] vorgestellt (Abb. 118):

$$D = 2h_n \cdot tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) + 2r \qquad (63)$$

mit: h_n	=	Mächtigkeit der Lockergesteinsschichten des Deckgebirges,	[m]
φ	=	Reibungswinkel des Bodens,	[°]
r	=	Schachtradius.	[m]

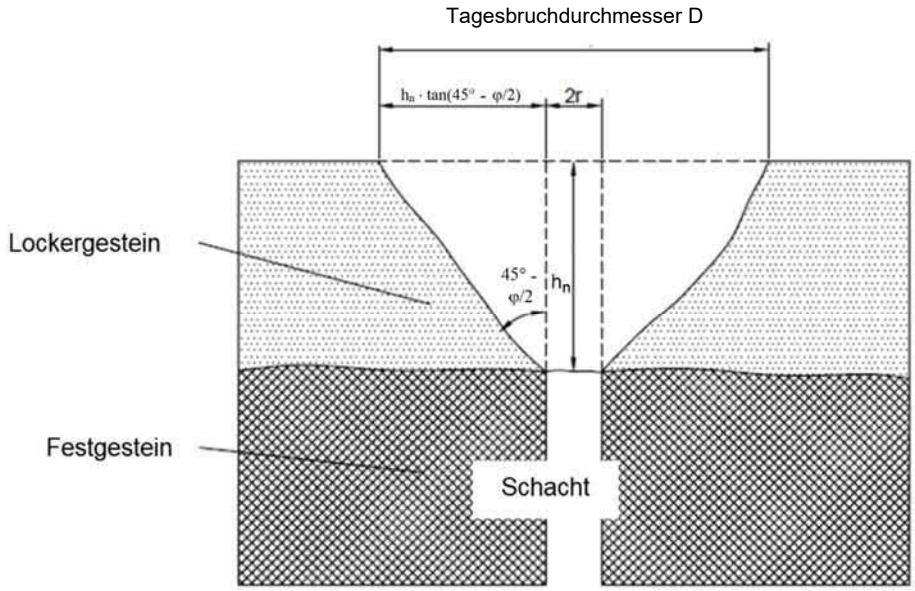


Abb. 118: Ermittlung des Durchmessers eines Tagesbruchs im Lockergestein des Deckgebirges über einem alten Schacht [79] (in [113])

Chudek [85] hat folgende Lösung zur Ermittlung des Durchmessers eines Tagesbruchs in Form eines Trichters angegeben:

$$D_{max} = 2R_z = 2(h_n \cdot tan\alpha + 5r) \quad (64)$$

mit: α = natürlicher Böschungswinkel der trockenen Deckgebirgsschichten, [°]
r = Schachtradius. [m]

Nach Kleta [101] und [102] kann die größtmögliche horizontale Reichweite eines Tagesbruchrichters theoretisch anhand der Summe der Einzelreichweiten der Bruchstückkeile in den einzelnen Schichten des Tagesbruchtrichters berechnet werden. Dabei werden jeweils die geringsten Werte der Reibungswinkel bei maximalem natürlichem Wassergehalt angenommen. Die horizontale Reichweite R_z ist dann:

$$R_z = r + \sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{tan\left(45 + \frac{\varphi_i}{2}\right)} \quad (65)$$

mit: r = Schachtradius im Ausbruch, [m]
h_i = Mächtigkeit der frei gelegten Schichten im Tagesbruchtrichter, [m]
φ_i = Reibungswinkel der frei gelegten Schichten im Tagesbruchtrichter. [°]

Der Durchmesser der geotechnisch gefährdeten Zone kann nach Kleta mit der nachfolgenden Formel (66) ermittelt werden.

$$D_{zagr} = SF \cdot D_{max} = SF \cdot 2R_z \quad (66)$$

mit: SF = Sicherheitsfaktor (Empfehlung Kleta: SF=1,3).

7.7 Veränderungen des Tagesbruchdurchmessers – Numerische Berechnungen

Um den Prozess der Entstehung eines Tagesbruchs über einem alten Schacht nachzubilden, haben Pilecki und Brański [114] numerische Berechnungen am Beispiel des Schachts „Andrzej" durchgeführt. Der Schacht hat eine Teufe von H = 32 m und einen quadratischen Querschnitt mit einer Seitenlänge von 2 m. Über diesem alten Schacht ist ein Tagesbruch gefallen mit einem Durchmesser von D = 12 m und einer Tiefe von S_{max} = 2 m.

In ihren numerischen Berechnungen haben die Autoren das Modell von Coulomb-Mohr in Ansatz gebracht. Das modellierte Lockermassendeckgebirge bestand aus einem einheitlichen Material, bei dem dann drei Bodenarten analysiert wurden (Tab. 28). Das Festgesteingebirge bestand aus vier Gesteinsschichten (Tab. 29). Das für die Berechnungen genutzte Modell mit seinen Eingangs- und Randbedingungen wird in Abbildung 119 dargestellt.

Tab. 28: Materialkonstanten der Deckgebirgsschichten

Bodenart	Dichte [kg/m³]	Kompressions-modul [MPa]	Schubmodul [MPa]	Reibungs-winkel [°]	Kohäsion, [kPa]
Sand und Schotter/Kies	1500	150	69,20	39	0
Ton	2060	20	9,23	15	26
Letten	2090	18	5,11	9	112

Tab. 29: Materialkonstanten des Festgesteingebirges

Schicht	Dichte [kg/m³]	Kompressions-modul [GPa]	Schubmodul [MPa]	Poissonzahl	Reibungswinkel [°]	Dilatanz [°]	Zugfestigkeit [MPa]	Kohäsion [kPa]
Buntschiefer und Schlämme	1900	8,33	3,85	0,30	13	0	12,0	70
Diploporendolomit	2550	7,11	5,33	0,20	36	0	6,2	900
Dolomit mit Erzvorkommen	2650	7,84	5,96	0,20	36	0	6,9	900
KTG-Kalksteine	2100	22,6	11,1	0,20	36	0	1,5	900

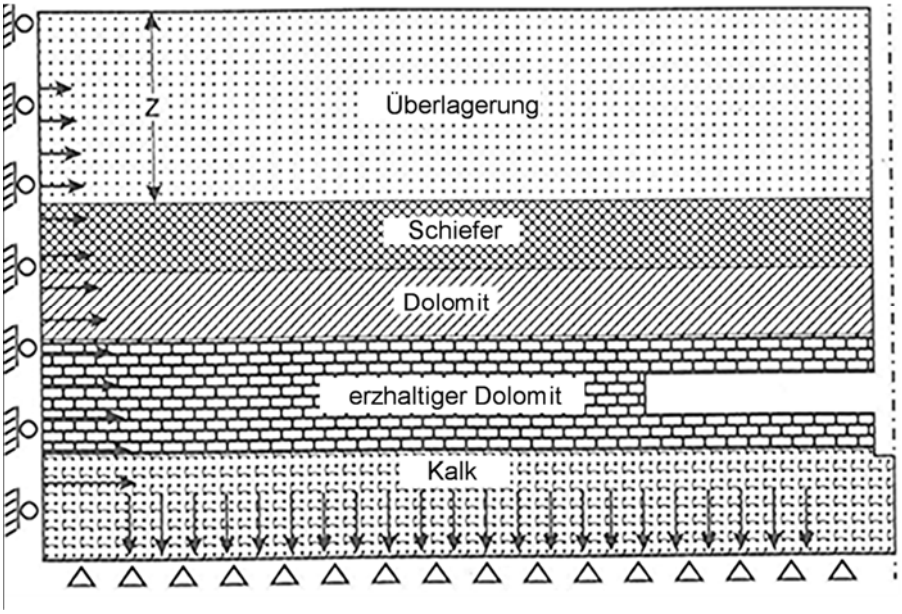


Abb. 119: Berechnungsmodell mit Anfangs- und Randbedingungen (in [113])

Die Autoren haben dann mit einem numerischen Programm (Flac 2D) Variantenberechnungen für unterschiedliche Lockergesteinsmächtigkeiten des Deckgebirges durchgeführt und die potentiellen Größenordnungen eines zu erwartenden Tagesbruchdurchmessers ermittelt. In Abbildung 120 werden die Berechnungsergebnisse für drei unterschiedliche Deckgebirgsarten dargestellt:

- Sand und Schotter - blau,
- Ton - grün,
- Letten - rot.

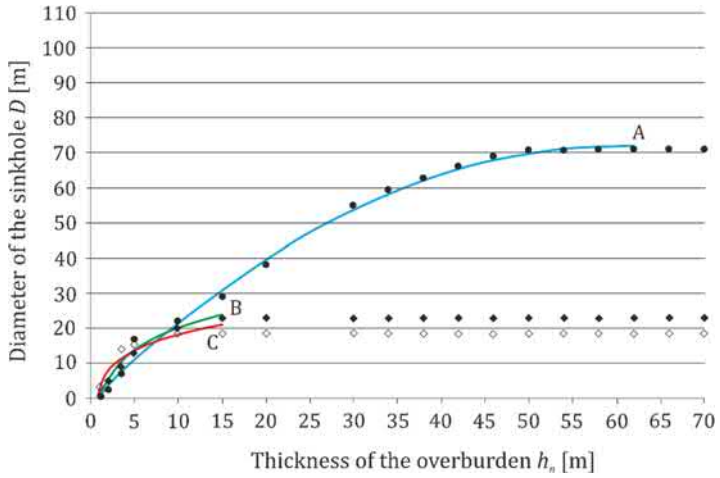


Abb. 120: Schema der Abhängigkeit des Tagesbruchdurchmessers von der Mächtigkeit des Deckgebirges bei unterschiedlichen Deckgebirgsschichten (in [113])

Aus den numerischen Berechnungen ergibt sich, dass in Abhängigkeit von der Vergrößerung der Deckgebirgsmächtigkeit der Tagesbruchdurchmesser bis zu einem Grenzwert steigt. Über diesem beginnt der „Schlot"-Prozess (Abb. 120). Ein Zusammenhang der anstehenden Deckgebirgsschichten mit dem Bruchverhalten wurde numerisch nachgewiesen. Bei Sand und Schotter vergrößert sich der Bruch bis zu der Grenze von etwa 50 m Deckgebirgsmächtigkeit. Bei einer weiteren Zunahme der Deckgebirgsmächtigkeit steigt der numerisch errechnete Tagesbruchdurchmesser nicht weiter an, er bleibt bei einem konstanten Wert. Bei einem Deckgebirge aus Ton oder aus Letten steigt der Tagesbruchdurchmesser bis zu einer Mächtigkeit des Deckgebirges von etwa 15 m an und bleibt bei weiterer Zunahme der Deckgebirgsmächtigkeit rechnerisch ebenfalls konstant.

Es ist anzumerken, dass die für die Berechnungen angenommenen Materialparameter der Festgesteinsschichten und des Deckgebirges nicht den aus Untersuchungen im Labor und den in situ ermittelten realen Werten entsprechen. Daher können aus den Berechnungsergebnissen nur qualitative Aussagen zu den Einflussfaktoren auf den Durchmesser von Tagesbrüchen abgeleitet werden.

7.8 Änderungen der Größe und des Querschnittprofils eines Tagesbruchs in Abhängigkeit von den Bodeneigenschaften

Mikuła [110] präsentierte in seiner Arbeit die rechnerische Abhängigkeit des Profils eines Tagesbruchtrichters von unterschiedlichen Festigkeitshypothesen (Tresca und Coulomb). Dabei

berücksichtigte er die Eigenschaften eines kohäsiven Bodens (Abb. 121). Für ein „Tresca-Material“ wurden die Profile bei Werten von (γ/c_T) 0,2, 0,5 und 1,0 [1/m] dargestellt. Dabei wurde Ton als Bodenmaterial angenommen, da Ton der Definition eines ideal kohäsiven Materials entspricht. Aus den durchgeführten Untersuchungen ergibt sich, dass bei Annahme der gleichen Größe des Radius des Tagesbruchtrichters für unterschiedliche Verhältnisse γ/c_T rechnerisch verschiedene Profile erreicht werden. Bei einem größeren Verhältnis γ/c_T ist das Profil des Tagesbruchtrichters eher flach, verbunden mit einer geringeren Kohäsion des Bodens.

Für ein „Coulomb-Material“ wurde hauptsächlich der Einfluss des Reibungswinkels auf die Größenveränderung eines Tagesbruchtrichters untersucht. Das Verhältnis γ/c_C blieb dabei konstant (1,0 [1/m]), der Reibungswinkel wurde im Modell stufenweise verändert. Die Untersuchungen wurden für Reibungswinkel von 20°, 25°, 30° und 40° durchgeführt. Als Ergebnis der Modellrechnungen ist festzuhalten, dass mit der Zunahme des Reibungswinkels des Bodens das Profil steiler wird. D. h. eine Zunahme des Tagesbruchtrichters geht mit einer Abnahme des Reibungswinkels φ einher.

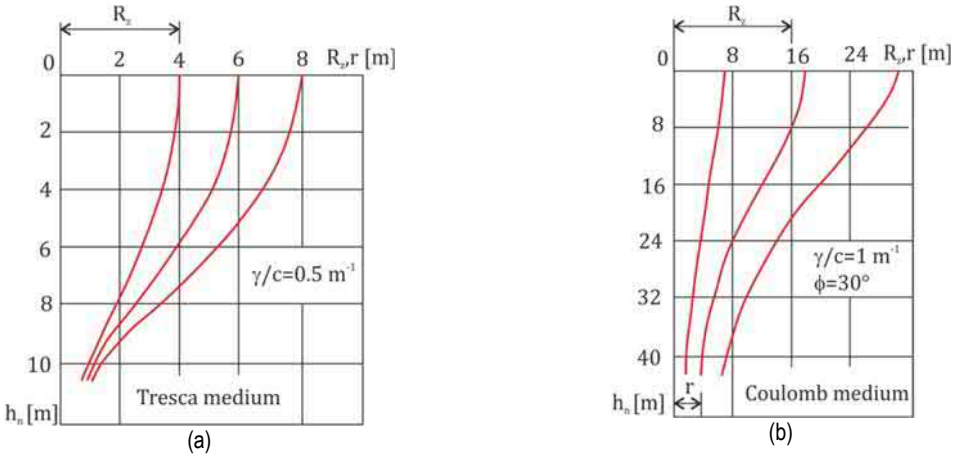


Abb. 121: Veränderungen des Flankenprofils eines Tagesbruchtrichters im standfesten Deckgebirge bei konstanten Werten des Verhältnisses der Wichte des Bodens zu seiner Kohäsion γ/c

In Abbildung 121 stellt (a) das Verhalten von Tresca-Material (γ/cT) = 0.5 [1/m] [85] dar, (b) das Verhalten von Coulomb-Material (γ/cC) = 1.0 [1/m] und φ=30° [96].

Mikuła [111] präsentierte in seiner Arbeit die Untersuchungen des Einflusses der einzelnen tagesbruchrelevanten Kennwerte auf die Geometrie eines Tagesbruchs für unterschiedliche Bergbaugebiete in Polen. Dabei wurden ausschließlich Bergbaugebiete mit weitgehend homogenem Deckgebirge berücksichtigt, bei denen umfangreiche statistische Angaben zum Aufbau des Deckgebirges und für die Maße von aufgetretenen Tagesbrüchen vorlagen. Mit diesen

Daten führte er empirische Analysen durch. Für die einzelnen Bergbaureviere wurden folgende Zusammenhänge ermittelt:

- Steinkohlenbergwerk Mysłowice: r_{RS}=0,94 S_z=0,87R_z,
- Steinkohlenbergwerk Milowice: r_{RS}=0,81 S_z =0,70R_z,
- Erzbergbauregion Olkusz: r_{RS}=0,82 S_z =0,94R_z,
- Steinkohlenbergwerk Siemianowice: r_{RS}=0,74 S_z =0,95R_z,

mit: r_{RS} = Korrelationskoeffizient,
S_z = Tiefe des Tagesbruchtrichters,
R_z = Radius des Tagesbruchtrichters.

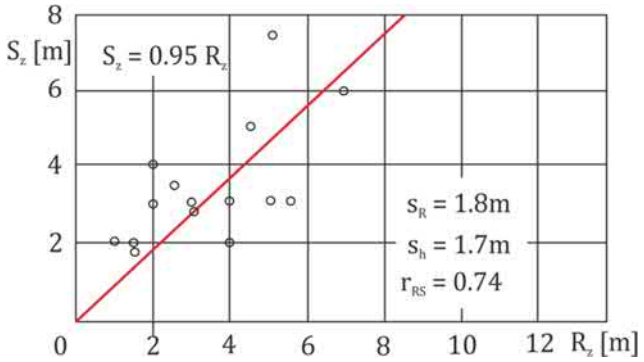


Abb. 122: Abhängigkeit der Tiefe eines Tagesbruchtrichters von seinem Radius für das Steinkohlenbergwerk Siemianowice [111]

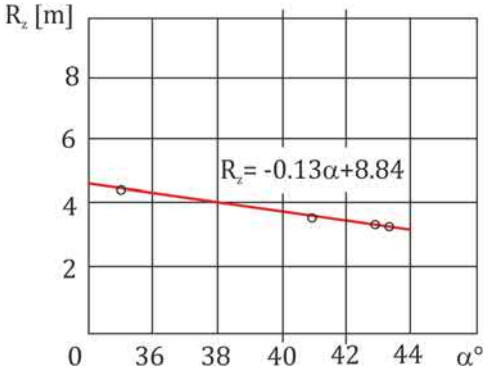


Abb. 123: Der Einfluss des Mittelwertes des natürlichen Böschungswinkels α auf den Radius des Tagesbruchtrichters bei einem konstanten Wert von S_z = 3m.

Diese statistische Korrelation gilt für die Bergbaureviere Olkusz, Milowice, Mysłowice und Siemianowice [107].

Die größte Zunahme des Tagesbruchradius im Verhältnis zu seiner Tiefe wurde beim Steinkohlenbergwerk Milowice, die geringste Zunahme beim Steinkohlenbergwerk Siemianowice festgestellt. Beide Gebiete sind durch einen ähnlichen Aufbau des Deckgebirges charakterisiert. In dem Gebiet des Steinkohlenbergwerks Milowice sind die Böden mehr tonhaltig, dies führt zu einem kleineren Wert des Reibungswinkels im Deckgebirge. Der durchschnittliche Wert des natürlichen Böschungswinkels in den betrachteten Gebieten liegt zwischen 34° und 43°.

Im Falle eines Deckgebirges aus **bindigen Böden** kann die Abhängigkeit der Tiefe des Tagesbruchtrichters von seinem Radius wie folgt angegeben werden:

- Erzbergwerk Bolesław: $S_z=1{,}56R_z$,
- Steinkohlenbergwerk Bolesław Śmiały: $S_z=2{,}00R_z$,
- Steinkohlenbergwerk Ziemowit: $S_z=0{,}95R_z$.

In seiner Datenanalyse stellte Mikuła [111] fest, dass bei den untersuchten **nicht bindigen** Böden die generelle Abhängigkeit der Tiefe von dem Radius des Tagesbruchtrichters folgendermaßen dargestellt werden kann:

$$S_z = (0{,}7\ bis\ 0{,}95)R_z, \tag{67}$$

Die geringste Zunahme der Tiefe des Trichters im Verhältnis zu seinem Radius wurde für die feinsten Körnungen beobachtet. In bindigen Böden beträgt das Verhältnis:

$$S_z = (0{,}95\ bis\ 2{,}00)R_z. \tag{68}$$

Bei den oben genannten Bergbaugebieten besteht das Deckgebirge aus buntem Keuperton und Tonschiefer, Lehm und Sandlehm, Sand und Lehmsand. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass im Falle von mittel bindigen oder sehr bindigen Böden, die Zunahme des Tagesbruchtrichterradius mit wachsender Tiefe sehr gering ist. Bei einem Deckgebirge aus wenig bis mittel bindigen Boden ähnelt die Abhängigkeit des Trichterradius von seiner Tiefe der Abhängigkeit bei kohäsionslosen Böden.

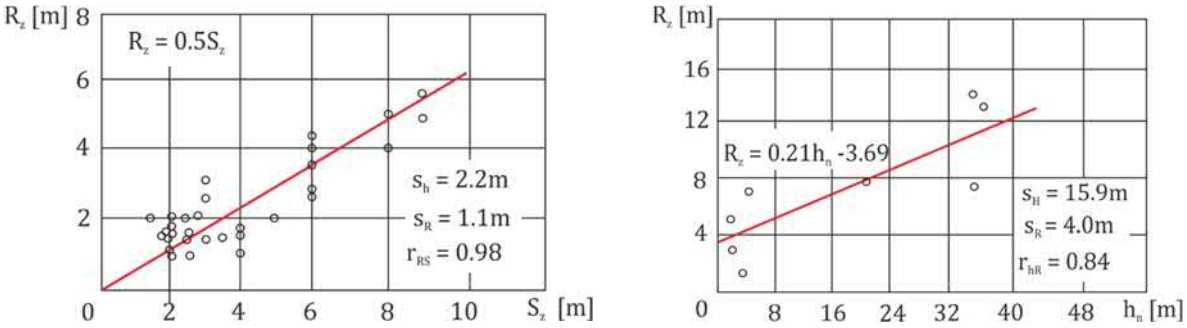


Abb. 124: Abhängigkeit des Tagesbruchtrichterradius von:
(a) seiner Tiefe auf dem Steinkohlenbergwerk Bolesław Śmiały,
(b) der Mächtigkeit des Lockergesteins in der Erzbergbauregion Olkusz [111]

Für die untersuchten Bergbaugebiete bestimmte Mikuła eine einfache empirische Abhängigkeit zwischen der horizontalen Reichweite der entstehenden Tagesbrüche und der Mächtigkeit des lockeren Deckgebirges.

- Erzbergbauregion Olkusz: $R_z=0{,}21h_n+3{,}69$,
- Steinkohlenbergwerk Milowice: $R_z=0{,}23h_n+0{,}46$.

Bei der Untersuchung der Einbrüche in bindigen Böden mit einem Deckgebirge aus Lehmsand (Steinkohlenbergwerk Niwka Modrzejów) bzw. Lehm und Sand (Steinkohlenbergwerk Generał Zawadzki) wurden folgende empirische nicht lineare Abhängigkeiten ermittelt:

- Erzbergwerk Bolesław: $R_z=0{,}07h_n^{1,3}+2{,}3$, ($r_{hR}=0{,}60$),
- Steinkohlenbergwerk Niwka Modrzejów: $R_z=0{,}04h_n^{1,27}+1{,}3$, ($r_{hR}=0{,}70$),
- Steinkohlenbergwerk Generał Zawadzki: $R_z=2{,}85h_n^{-0,49}+1{,}2$, ($r_{hR}=-0{,}55$).

Es ist abschließend anzumerken, dass Mikuła in seinen Analysen viele andere Parameter nicht berücksichtigte, die einen Einfluss auf die geometrische Dimension eines Tagesbruchs haben können, etwa die Breite und die Höhe des Hohlraums oder die Größe des primären Bruchvolumens.

7.9 Einfluss von Bodeneigenschaften und Wasser auf die Stabilität eines Tagesbruchs

Die in den vorigen Kapiteln dargestellten Inhalte beschreiben die geomechanischen Prozesse der Entstehung eines Tagesbruchs sowie seine möglichen Ausmaße. In vielen Fällen vergrößern sich die Tagesbrüche im Laufe der Zeit und unter der Einwirkung von externen Faktoren (Abb. 125).

Abb. 125: Beispiel der Vergrößerung eines Tagesbruchs in Solikamsk im Ural[11]

Durch die fortschreitende Verdichtung der aufgelockerten Zonen innerhalb eines Verbruchkörpers flachen die Flanken des Einbruchtrichters ab. Gleichzeitig vergrößern sich der Durchmesser und die Tiefe bis zum Erreichen eines Gleichgewichts. Der Gleichgewichtszustand hängt von der Größe der physikalisch-geomechanischen Parameter der frei gelegten Gesteinsschichten im Tagesbruchtrichter ab, insbesondere vom Reibungswinkel und vom natürlichen Wassergehalt des Gesteins. Die Radien eines Tagesbruchtrichters sind aufgrund des variablen Schichtcharakters nicht gleichmäßig. Die größten Ausbruchradien erreichen die elementaren Bruchstückkeile, die an den am meisten gelockerten Zonen mit dem größten natürlichen Wassergehalt entstehen. Dabei ist besonders das im Gebirge umlaufende Wasser (durch Regenfälle, beschädigte Wasserversorgungs- und Entwässerungsnetze usw.) zu beachten, von dem eine erhebliche Gefährdung für die tagesnah gelegenen Grubenbaue und für die Tagesbruchböschungen ausgehen kann.

[11] http://www.rifey.ru/news/perm/show_id_31256/01-09-2015-gigantskiy-proval-v-solikamske-prodolzhaet-rasti

In den polnischen Bergbaugebieten werden solche Deformationen auch in Revieren beobachtet, in denen der Abbau vor 60, 80 und sogar vor 100 Jahren beendet wurde. Das bedeutet, dass der Prozess der Entstehung oder Ausweitung eines Tagesbruchs mit einer graduellen Veränderung der Boden- und Wasserbedingungen, der Belastungsbedingungen sowie anderer Außenfaktoren zusammenhängen kann. Langfristige Verwitterungsprozesse können ebenfalls zur Abnahme der Stabilität der tagesnahen Grubenbaue führen.

Die horizontale Ausdehnung eines Tagesbruchs nimmt im Ereignisfall mit der Zeit zu. Dieser Prozess ist abhängig von dem mit der Zeit immer größeren Verlust an Stabilität im Bereich des untertägigen Grubenbaus und auch von dem wachsenden Verlust an Stabilität des entstandenen Tagesbruchtrichters selbst.

In Abbildung 126 sind verschiedene Erdrutsch-Prozesse dargestellt, die an einer Tagesbruchflanke entstehen können.

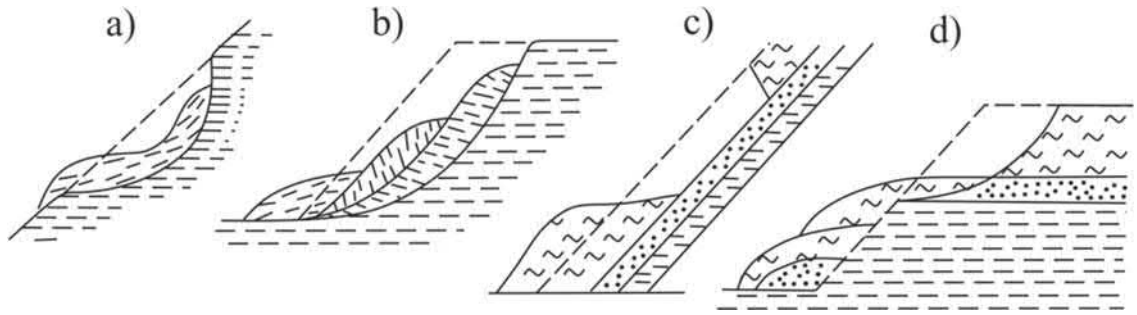


Abb. 126: Erdrutsche: a), b) im homogenen Medium, c) struktureller Erdrutsch, d) Suffosionserdrutsch

Bei der Untersuchung der Ursachen für die Vergrößerung eines Tagesbruchs durch den Verlust der Stabilität der Tagesbruchflanken wurden verschiedene Regeln und Bedingungen für diese Prozesse festgestellt.

Im Falle von kohäsionslosen Bodenschichten befindet sich die Böschung solange im Grenzgleichgewichtszustand, wie der Neigungswinkel der Böschung mit dem Reibungswinkel gleich ist. Wenn auf die Böden dieser Böschung Schwerkräfte und Abflussdruck einwirken, dann gilt für den Zustand des Grenzgleichgewichts folgende Bedingung:

$$tg\beta = \frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w} tg\varphi \qquad (69)$$

mit:
- β = Böschungsneigungswinkel, [°]
- φ = Reibungswinkel, [°]
- γ' = Wichte des wassergesättigten Bodens, [kN/m³]
- γ_w = Wassergewicht. [kN/m³]

In der Praxis wird dabei häufig folgende Abhängigkeit angenommen:

$$tg\beta = 0{,}5 \cdot tg\varphi \tag{70}$$

Bei diesen Bedingungen kann der Stabilitätsbeiwert F wie folgt ermittelt werden:

$$F = \frac{\gamma_w \cdot tg\varphi}{(\gamma' + \gamma_w) \cdot tg\beta} \approx \frac{tg\varphi}{2 \cdot tg\beta} \tag{71}$$

Bei einer so angenommenen Abhängigkeit zwischen Böschungsneigung und Bodenwerten ist die Tagesbruchflanke stabil, wenn $F > 1$ ist.

Die Stabilität des Bodens wird wesentlich vom Wasser beeinflusst. Die Senkung des Grundwasserspiegels oder eines offenen Wasserspiegels hat Einfluss auf das Bodenvolumen. Dies kann zu einer Erhöhung der Schubkräfte führen oder zu einer Erhöhung der Festigkeit des Bodens durch Bodenverdichtung. Bei einer geringen Durchlässigkeit des Bodens verläuft dieser Prozess sehr langsam (insbesondere, wenn es sich um den Verfestigungsprozess handelt). Bei praktisch fehlender Konsolidation führt das erhöhte Bodenvolumen zu einem Anstieg der natürlichen Spannung. Dies kann in Einzelfällen zu Bodenverflüssigung und damit verbundenen Bewegungen führen. Diese Erscheinung ist keine primäre Ursache für das Auftreten eines Tagesbruchs, kann aber zur Vergrößerung seiner Dimensionen beitragen. Im Falle einer diskontinuierlichen Deformation im oberflächennahen Bereich ruft die Boden-Filtrationsströmung einen zusätzlichen Abflussdruck hervor, der die Stabilität des Bodens wesentlich beeinflusst. Dies kann ein Ausspülen von einzelnen Körnern auslösen. Bei kugelförmigen Körnern mit homogener Korngrößenverteilung kann die minimale Geschwindigkeit der das Ausspülen verursachenden Filtration mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$v_{wym} = \sqrt{\frac{2\gamma_s}{3\gamma_w} \ddot{v} d} \tag{72}$$

mit:	γ_s =	Kornwichte,	[kN/m³]
	γ_w =	Wichte Wasser,	[kN/m³]
	D =	Durchmesser der Bodenkörner,	[m]
	$\ddot{v}$ =	Schwerkraftbeschleunigung.	[m/s²]

Beobachtungen in der Praxis haben gezeigt, dass die nach Gleichung (72) berechneten theoretischen Geschwindigkeiten zu hoch sind und um den Faktor 4 bis 6 reduziert werden müssen.

In Abbildung 127 ist die Abhängigkeit der Ton-Kohäsion vom Wassergehalt dargestellt.

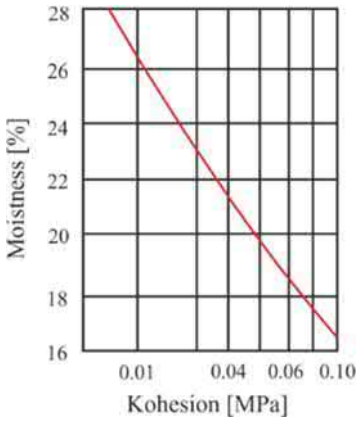


Abb. 127: Abhängigkeit der Ton-Kohäsion vom Wassergehalt

Die Kohäsion gehört neben der inneren Reibung zu den wichtigsten Bodenmerkmalen, nach denen der Scherwiderstand bestimmt wird. Kohäsion wird durch die Einwirkung der intermolekularen Kräfte erklärt, sie hängt von der Mineral- und Kornzusammensetzung sowie von dem Wassergehalt ab. Je kleiner die Körnung des Bodens ist und je größer der Anteil der Ton-Fraktion (insbesondere Bentonit) ist, desto höher ist die Kohäsion. Quarz und Kalk verringern dagegen die Kohäsion. Mit der Zunahme des Wassergehalts verringert sich die Boden-Kohäsion, aber sie verschwindet nicht (echte Kohäsion). Der Wert der echten Kohäsion hängt von den Teilchen der festen Phase in der Boden-Volumeneinheit ab (je mehr, desto höher die Kohäsion). Die echte Kohäsion ist umso höher, je geringer der Wassergehalt des Bodens ist. Dies konnte durch Laboruntersuchungen nachgewiesen werden (Abb. 128).

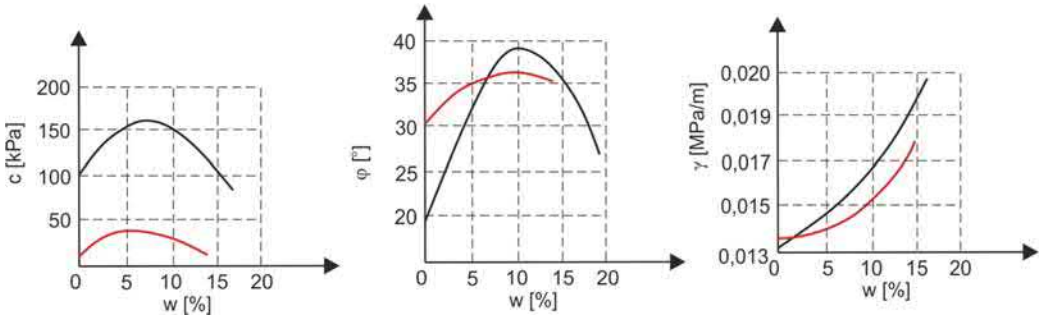


Abb. 128: Einfluss des Wassergehalts auf die Veränderung der Boden-Eigenschaften: a) Kohäsion, b) Reibungswinkel, c) Wichte

Die schwarze Kurve in Abbildung 128 stellt einen Boden mit 55 % Sandgehalt dar, die rote Kurve einen Boden mit 76 % Sandgehalt.

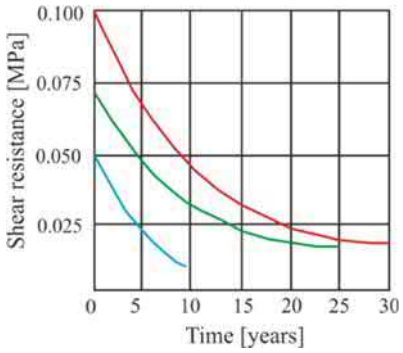


Abb. 129: Zeitabhängige Abnahme des Scherwiderstands von Ton nach Skempton [77]

Bei der Untersuchung der geomechanischen Eigenschaften des Bodens ist die zeitabhängige Veränderung zu berücksichtigen. Diese Veränderung wird durch Klimaprozesse und physikalische sowie chemische Erscheinungen im Boden ausgelöst. In Abbildung 129 ist die Veränderung des Scherwiderstands als Funktion der Zeit dargestellt.

Der im Diagramm (Abb.129) dargestellte Zusammenhang zwischen Scherfestigkeit und Zeit gilt für die von Skempton 1948 untersuchten Böschungen im sog. London Clay, einem steifen Ton. Dabei hat er festgestellt, dass ein vertikaler Einschnitt mit einer Höhe von 5 m bis 6 m nur einige Wochen standsicher war. Danach traten Rutschungen ein. Die Kurven geben das zeitabhängige Verhalten für drei unterschiedliche Tone wieder. Die Beobachtungen wurden ausschließlich an Böschungen in situ gemacht, Laborversuche hierzu gibt es nicht.

7.10 Vorschlag zur Prognose von Tagesbrüchen und deren Dimensionen bei tagesnahen untertägigen Strecken

Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen und Analysen wird in diesem Kapitel ein Verfahren vorgestellt, das die Gefährdung der Tagesoberfläche durch Tagesbrüche infolge des Stabilitätsverlusts des Gebirges im Bereich tagesnaher alter Strecken beschreibt und die Prognose von möglichen Tagesbruchereignissen ermöglicht. Es stellt im Wesentlichen eine Kombination der Verfahren von Salustrowizc und Whittaker dar, die methodisch-analytisch den fachlichen Stand des polnischen und angelsächsischen Bergbaus zu dieser Thematik zusammenfassen. Sie unterscheiden sich dabei aber in den geomechanischen Modellannahmen und somit in den erzielten Ergebnissen.

Grundlage des vorgeschlagenen Prognoseverfahrens bildet ein Modellschema, das das Gebirge über dem untertägigen Hohlraum in zwei charakteristische Gesteinsschichten, in die Schicht des

Festgesteins und in die Schicht des Lockergesteins, unterteilt. In den bisher vorgestellten Verfahren zur Prognose von Tagesbrüchen (Kapitel 7.4) wurde angenommen, dass die um den Hohlraum entstandene Deformationszone geometrisch die Gestalt eines elliptischen Druckgewölbes hat, in dem es speziell im Firstbereich der untertägigen Strecke, in der Regel zur sukzessiven Schwächung, zur Rissbildung bis zur totalen Desintegration des dort vorhandenen Festgesteins kommt. Diese Annahme wird beibehalten.

Für die drei notwendigen Elemente einer Prognose, also

- den Ort des Tagesbruchereignisses,
- die Größe des Tagebruchs und
- den Zeitpunkt des Tagesbruchereignisses

wird dann eine Lösung vorgestellt, die die Elemente Ort und Größe umfasst.

Für das Element Zeit waren die zur Verfügung stehenden Daten nicht zahlreich und aussagefähig genug, um eine vernünftige, plausible und praktikable Lösung zu entwickeln[12].

Das für die Prognose von Tagesbruchereignissen über tagesnahen Strecken und deren zu erwartenden Dimensionen vorgeschlagene Verfahren berücksichtigt zwei Fälle:

- Fall 1 – Zweischichtschema: Fest- und Lockergestein,
- Fall 2 – Einschichtschema: Lockergestein.

Der erste Fall beschreibt eine Situation, in der der zu bewertende, tagesnah vorliegende Grubenbau (hier eine Strecke, mit den Dimensionen Höhe g und Breite L), in einer Festgesteinsschicht verläuft. Der Abstand zu der darüber liegenden Lockergesteinsschicht beträgt h. Der Grubenbau liegt in einer Teufe H (Abb. 130).

[12] Nach Fenk [88] liegt die mittlere Zeit des Tagesbruchereignisses, für den untertägigen Braunkohlenabbau in der Lausitz, ca. 60 bis 80 Jahre nach Entstehung der jeweiligen Strecke. Die Streuung dieses Wertes ist jedoch sehr groß und umfasst Ereigniszeiten zwischen 40 und 120 Jahren. Für den untertägigen Steinkohlenabbau im Ruhrgebiet existiert keine Untersuchung dieser Art.

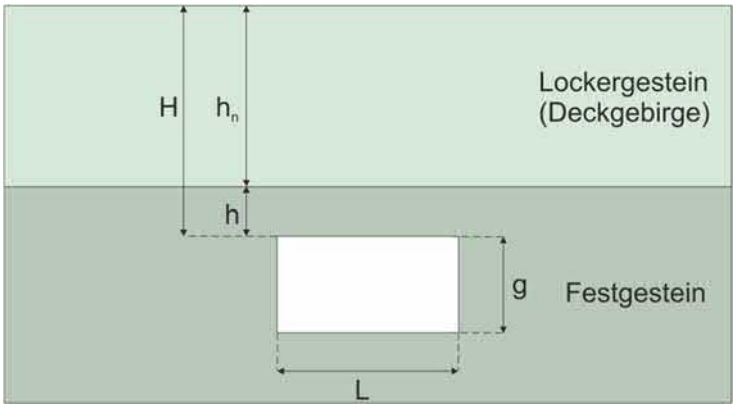


Abb. 130: Das Zweischichtschema: Fest- und Lockergestein

Der zweite Fall stellt eine Situation dar, in der der Grubenbau in einer Lockergesteinsschicht oder in einer Schicht verläuft, die wegen ihrer geomechanischen Eigenschaften als Lockergestein zu betrachten ist.

Fall 1

Zur Beschreibung der um die untertägige Strecke im Festgestein entstandenen Deformationszone in Form eines elliptischen Druckgewölbes wird auf die von Sałustowicz [121] vorgestellte, theoretische Lösung zurückgegriffen. Dieses auf Grundlage der Elastizitätstheorie konzipierte Verfahren wird seit über 60 Jahren im oberschlesischen Steinkohlerevier angewandt (auch bei der Berechnung des erforderlichen Ausbaus im tiefen Steinkohlenbergbau).

Die Entstehung des Druckgewölbes um einen bergmännischen Hohlraum ist ein natürliches Selbstereignis. Das Gebirge ist nach dem bergmännischen Eingriff bestrebt, um den Hohlraum einen neuen Gleichgewichtszustand herzustellen. Mit zunehmender Teufe und damit wachsenden Gebirgsdrücken geht die Ellipse als Umriss des Druckgewölbes im Grenzfall in einen Kreis über. Innerhalb des elliptischen Druckgewölbes um die untertägige Strecke kommt es zur Rissbildung und Desintegration des Gesteins durch Entspannung.

Um einen neuen Gleichgewichtszustand in der Umgebung der untertägigen Strecke herzustellen, versucht die Ellipse ein Ausmaß zu erreichen, in dem entlang des Umrisses (der Ellipsenkontur) nur Druckspannungen vorhanden sind. In diesem Zustand, der mit dem Achsenverhältnis der Druckellipse (Formel 73) beschrieben ist, sind die Druckspannungen im oberen und unteren Scheitel der Ellipse gleich Null. Maximale Druckwerte sind im Bereich der beiden Streckenstöße zu beobachten.

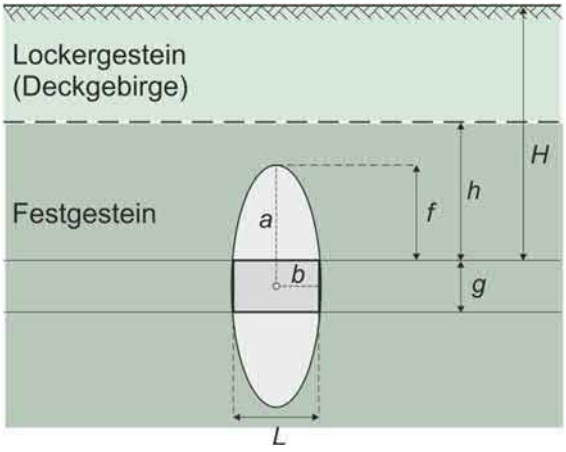


Abb. 131: Das elliptische Druckgewölbe um eine untertägige Strecke

$$\frac{a}{b} = \frac{m-2}{2} - \frac{m-1}{2} \cdot \frac{R_r}{p_z} \tag{73}$$

mit: m = $\frac{1}{v}$, Reziproke der Poissonzahl, [-]
R_r = Zugfestigkeit des Festgesteins, [MPa]
p_z = vertikaler Teufendruck (negativ). [MPa]

Die weiter fortschreitende Vergrößerung des Druckgewölbes ist das Ergebnis des Gebirgsbestrebens, die Druckspannungen entlang des Ellipsenumrisses auszugleichen. In der endgültigen Form, d. h. im worst case-Fall, stehen die Ellipsenhalbachsen in folgendem Verhältnis:

$$\frac{a}{b} = m - 1 = \frac{1-v}{v} \tag{74}$$

Bei der Annahme von $b \cong \frac{L}{2}$ kann die vertikale Reichweite f der entspannten Zone über der Streckenfirste mit der Formel (75) beschrieben werden.

$$f = a - \frac{g}{2} = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{1-v}{v} \cdot L - g\right] \tag{75}$$

Wenn die vertikale Reichweite f des Druckgewölbes unter Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors SF über der Streckenfirste die Grenze zum Lockerstein übersteigt (Formel 76), ist die erste Voraussetzung für eine mögliche Entstehung eines Tagesbruchs gegeben.

$$f \geq \frac{h}{SF} \tag{76}$$

Auf Grundlage der vorgestellten Lösung kann eine Grenzbreite L_{Gr} für untertägige Strecken für eine mögliche Tagesbruchgefährdung der Tagesoberfläche abgeleitet werden (Formel 77):

$$L_{Gr} = \frac{2h + g}{SF \cdot (m-1)} = \frac{2h + g}{SF} \cdot \frac{v}{1 - v} \tag{77}$$

Danach ist festzustellen, dass von den untertägigen Strecken, die eine kleinere Breite als die Grenzbreite haben, praktisch keine Gefährdung der Tagesoberfläche in Form eines Tagesbruchereignisses ausgeht.

Der zentrale gesteinsphysikalische Kennwert der Druckgewölbetheorie von Sałustowicz ist die Poissonzahl. Nach Schmidt [77], Förster [77] und Sroka et al. [77] liegt der Wert dieses Kennwerts in tagesnahem Bereich zwischen 0,08 und 0,15.

Wegen der starken Beanspruchung des Gesteins innerhalb des Druckellipsenumrisses kommt es sehr oft, speziell im Bereich der Streckenfirste, durch Rissbildung und Desintegration des Festgesteins zum Ausbruch des zerrütteten Gesteins in die untertägige Strecke.

Wenn die Bedingung (76) erfüllt ist, kann sich die so entstandene Verbruchzone in Form eines zylindrischen Verbruchschlots in die Lockergesteinsschicht fortsetzen.

Ob diese Verbruchzone auf dem Weg zur Tagesoberfläche ausläuft, d.h. ein vollständiger Selbstversatz eintritt, oder die Tagesoberfläche erreichen wird und ein Tagesbruchereignis eintritt, wird dann auf der Grundlage des Verfahrens nach Whittaker [133] entschieden.

Fall 2

Beim zweiten Fall, d. h. die untertägige Strecke liegt im Lockergestein, wird für die Prognose von möglichen Tagesbruchereignissen direkt die Lösung von Whittaker eingesetzt. Nach dessen Vorstellung entsteht an der Tagesoberfläche zuerst ein Tagesbruch in Form eines zylindrischen Schlots, dessen Ränder im Laufe der Zeit abgeflacht werden. Diese Lösung wird mit guten Ergebnissen im angelsächsischen Raum (wie z. B. England, USA, Kanada, Australien, Südafrika) zur Prognose von Tagesbruchereignissen angewendet.

Bei der Prognose möglicher Tagesbruchereignisse können nach Whittaker unterschiedliche Schemata der untertägigen Strecken berücksichtigt werden (Abb. 132).

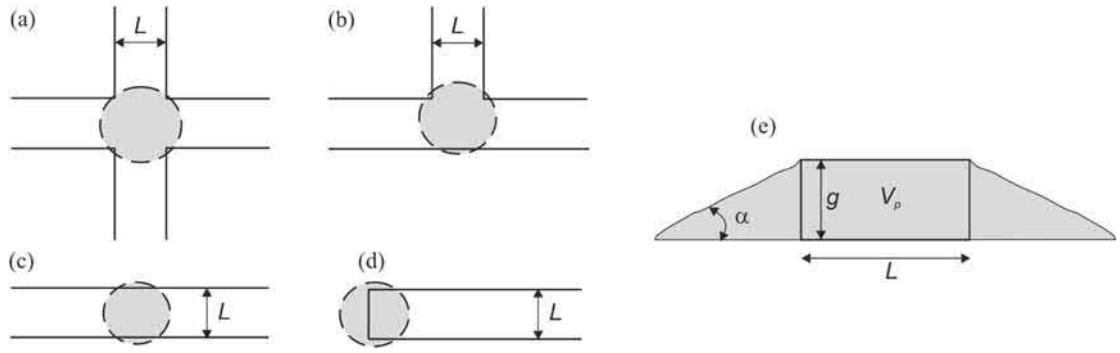


Abb. 132: Schemata der unterschiedlichen Streckensysteme und die möglichen Lagen von Tagesbrüchen

Nach dem jeweiligen Schema kann das Volumen V_p (Abb. 132e) des primären Bruchvolumens bestimmt werden, wenn der Stabilitätsverlust eines Grubenbaus als Ursache für die Entstehung eines Tagesbruchs gilt.

Für die in der Abbildung 132 a bis d dargestellten Streckensysteme sind die primären Bruchvolumina wie folgt zu berechnen:

- für ein vollständiges Streckenkreuz (Abb. 132a):

$$V_p = 2g^2 L \cdot \cot\alpha + g\,L^2, \tag{78a}$$

- für ein unvollständiges Streckenkreuz (Abb. 132b):

$$V_p = \frac{3}{2} g^2 L \cdot \cot\alpha + g\,L^2, \tag{78b}$$

- für eine einzelne Strecke (Abb. 132c):

$$V_p = g^2 L \cdot \cot\alpha + g\,L^2, \tag{78c}$$

- für ein Streckenende (Abb. 132d):

$$V_p = \frac{1}{2} g^2 L \cdot \cot\alpha + g\,L^2. \tag{78d}$$

mit: α = Böschungswinkel des gebrochenen Gesteins. [°]

Die oben dargestellten Gleichungen können modifiziert und an den Schlotradius im Bereich des jeweiligen Kreuzungssystems angepasst werden. Für das angenommene Streckenkreuz gemäß Abbildung 133 und unter der Annahme, dass der Einbruchsradius (R_z) dem Radius eines Verbruchzylinders (R) (Schlot-Prozess) im Gebirge mit $R > \frac{L}{2}$ entspricht, gilt folgende Gleichung:

$$V_p \cong 2g^2 L \cot\alpha + g\,L^2 + 4\left(R - \frac{L}{2}\right) gL. \tag{79}$$

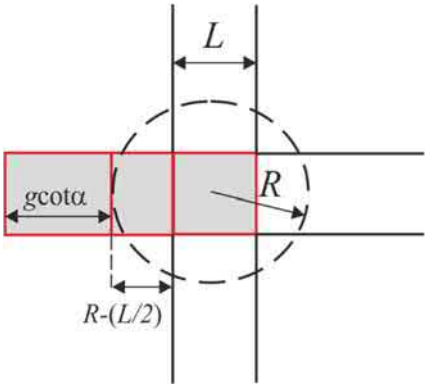


Abb. 133: Das modifizierte Verfahren zur Bestimmung des primären Bruchvolumens für die Annahme R > $\frac{L}{2}$

Nach der Bedingung der Volumenbilanz eines Verbruchschlots (Abb. 134) wird angenommen, dass:

$$\pi R^2 \cdot h_z \cdot k = \pi R^2 \cdot h_z + V_p \qquad (80)$$

Daraus resultiert:

$$h_z = \frac{V_p}{\pi R^2 (k-1)} \qquad (81)$$

mit: h_z = nötige Verbruchhöhe zum vollständigen Ausfüllen des primären Bruchvolumens V_p und des Volumens des Verbruchzylinders mit Höhe h_z im aufgelockerten Zustand, [m]
R = Radius des zylindrischen Verbruchschlots, [m]
k = Auflockerungsfaktor. [-]

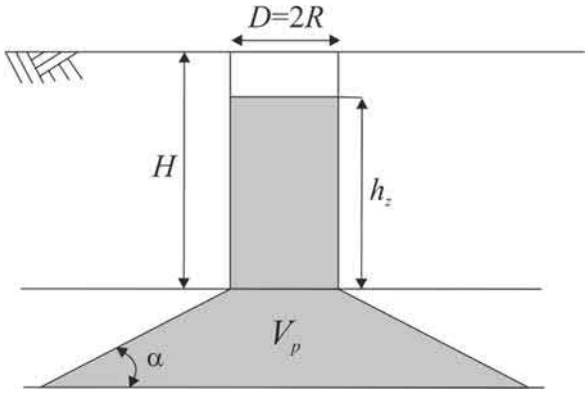


Abb. 134: Schema eines zylindrischen Verbruchschlots

In der Fachliteratur werden die Durchmesser des Verbruchschlots wie folgt definiert:

- nach Meier [109]: D = L,
- nach Whittaker [133]: L < D < $\sqrt{2}\,L$.

Bei beiden Verfahren bedeutet D = Durchmesser des Verbruchschlots und L = Streckenbreite.

Der zur Bestimmung der Verbruchhöhe notwendige Auflockerungsfaktor k ist, wie bereits mehrfach erwähnt, nur schwer bestimmbar und hängt von vielen verschiedenen Faktoren ab, wie ausführlich in Kapitel 7.2.1 dargelegt wurde. Die Werte der Auflockerungsfaktoren nach Angabe verschiedener Autoren sind dort in Tabelle 19 dargestellt worden. Wegen der Unschärfe dieses Kennwerts wird empfohlen, einen Wert nach dem worst case-Prinzip anzusetzen. Für die hier zu bearbeitende Aufgabenstellung ist eine zeit- und druckabhängige Veränderung des Auflockerungsfaktors nicht relevant, für spätere Betrachtungen sind in Anlage 2 druckabhängige Veränderungen des Auflockerungsfaktors zusammengestellt.

Zur Bestimmung eines möglichen Tagesbruchereignisses und dessen Dimensionen, d. h. des Radius R_z und der Tiefe S_z, wird im Folgenden für den Fall des vollständigen Streckenkreuzes (Abb. 132, Fall a) eine analytische Lösung für die Annahme R = $\frac{L}{2}$ gewählt.

Für den Fall eines vollständigen Streckenkreuzes wird die Verbruchhöhe h_z wie folgt ermittelt:

$$h_z = \frac{1}{k-1} \cdot \frac{2g^2 L \cdot \cot\alpha + g\,L^2}{\pi \left(\frac{L}{2}\right)^2} \tag{82}$$

mit: h_z = Verbruchhöhe, [m]
k = Auflockerungsfaktor [-]
g = Streckenhöhe, [m]
L = Streckenbreite, [m]
α = Böschungswinkel des gebrochenen Gesteins. [°]

Durch Umformung der Formel (82) entstehen die Formeln (83) und (84).

$$h_z = \frac{4g}{\pi(k-1)} \cdot \left(2\frac{g}{L}\cot\alpha + 1\right) \tag{83}$$

$$\frac{h_z}{g} = \frac{4}{\pi(k-1)} \cdot \left(2\frac{g}{L}\cot\alpha + 1\right) \tag{84}$$

Formel (84) zeigt, dass das Verhältnis zwischen der Verbruchhöhe h_z zur Höhe g der untertägigen Strecke etwa dem Verhältnis zwischen der Streckenhöhe g zur Streckenbreite L proportional ist.

Nach der Lösung von Whittaker ist das Auftreten eines Tagesbruchs möglich, wenn folgende Bedingung erfüllt wird:

$$h_z \geq \frac{H}{SF} \text{ oder } h_z \geq H \tag{85}$$

mit: SF = von der Sensibilität der Infrastruktur der Tagesoberfläche abhängiger Wert des Sicherheitsfaktors.

Wenn $h_z < H$ ist, dann erfolgt das Auslaufen des Verbruchschlots im Gebirge, d. h. es kommt zum vollständigen Selbstversatz. Wenn aber $h_z > H$ ist, dann besteht die Möglichkeit eines Tagesbruchereignisses und der Bestimmung der Tagesbruchtiefe S_z.

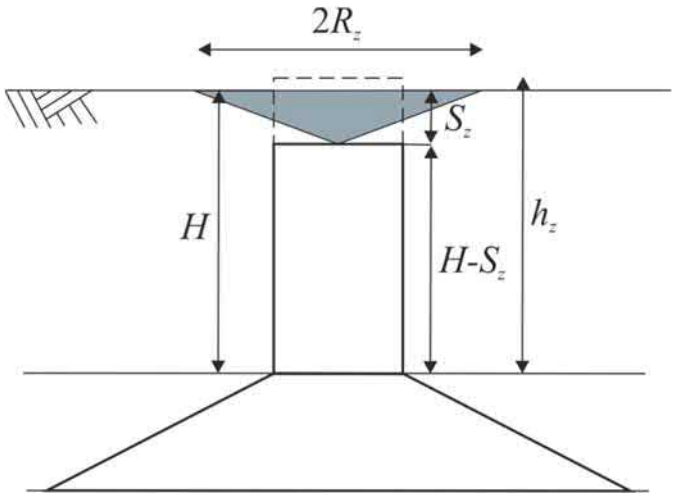


Abb. 135: Schema zur Bestimmung der Tagesbruchtiefe S_z

Mit der Standzeit kommt es zur Abflachung der steilen Tagesbruchflanken und der Tagesbruch bekommt eine kegelförmige Form (Abb. 135).

Nach der Bedingung der Volumenbilanz:

$$\pi R^2 \cdot H \cdot k = (H - S_z)\pi R^2 + V_p \tag{86}$$

kann der Wert der maximalen Tagesbruchtiefe S_z berechnet werden.

Durch Umformung ergibt sich für die Tiefe des Tagesbruchs die nachfolgende Gleichung:

$$S_z = \frac{V_p}{\pi R^2} - (k-1)H = \frac{4g}{\pi}\left(2\frac{g}{L}\cot\alpha + 1\right) - (k-1)H = (h_z - H)(k-1). \tag{87}$$

Es ist zu beachten, dass sich der Auflockerungsfaktor k durch die Rekonsolidierung des Gesteins im Verbruch, bis auf den Wert k' verkleinert. Dies kann zu einer Vergrößerung der Tagesbruchtiefe führen.

Diese Zunahme der Tagesbruchtiefe wird durch Formel (88) beschrieben,

$$\Delta S_z = (k - k') \cdot H \qquad (88)$$

mit: k´ = Auflockerungsfaktor nach Rekonsolidierung, [-]
H = Teufe der untertägigen Strecke. [m]

Beispiel

Das vorgeschlagene Verfahren wird nachfolgend an einem Rechenbeispiel dargestellt und erläutert. Die zur Prognose des Auftretens eines Tagesbruchs über einem Streckenkreuz notwendigen Kennwerte und dessen geometrischen Dimensionen wurden wie folgt festgelegt:

- Vertikaler Abstand zur Lockergesteinsgrenze h = 5 m,
- Teufe der untertägigen Strecke H = 30 m,
- Streckenbreite L = 2,5 m,
- Streckenhöhe g = 2,0 m,
- Böschungswinkel des gebrochenen Gesteins α = 30°,
- Poissonzahl ν = 0,15,
- Auflockerungsfaktor k = 1,3,
- Auflockerungsfaktor nach Rekonsolidierung k’ = 1,1 und
- Sicherheitsfaktor SF = 1,3.

Als Ergebnis der Berechnungen wurden folgende Werte der tagesbruchrelevanten Modellgrößen ermittelt:

- Höhe der Bruchzone über der Streckenfirste (Formel 75): f = 6,08 m,
- Grenzbreite der untertägigen Strecke (Formel 77): L_{gr} = 0,95 m,
- primäres Bruchvolumen (Formel 78a): V_p = 47,14 m³,
- Höhe des Verbruchschlots (Formel 81): h_z = 32,01 m, und
- Tagesbruchtiefe (Formel 87): S_z = 0,60 m.

Dabei wurde angenommen, dass der Durchmesser D des Verbruchschlots gleich der Streckenbreite L ist.

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die nach der Lösung von Salustowicz ermittelte vertikale Reichweite der entspannten Gebirgszone über der Streckenfirste f größer als die Mächtigkeit der Festgesteinsüberdeckung h dieser Strecke ist. Somit ist die erste Voraussetzung für die Entstehung eines Tagesbruchs gegeben. Dies ist auch im Ergebnis der berechneten Streckengrenzbreite deutlich erkennbar. Die nach der Lösung von Whittaker berechnete Höhe des zylindrischen Verbruchschlots h_z ist größer als die Streckenteufe H. Danach ist die Entstehung eines Tagesbruchereignisses in jedem Fall als „sicher" einzustufen.

Nach dem Rekonsolidierungsprozess des Gesteinsbruchs (k'=1,1), kann sich die Tagesbruchtiefe bis auf einen Wert von max. S_z= 6,60 m erhöhen.

Der Prozess der Entstehung von Tagesbrüchen wird in der Fachliteratur (z. B. [119]) mit einem nach oben wandernden leeren Hohlraum erklärt und beschrieben. Diese Hohlraumverlagerung erfolgt im Gebirge sukzessiv nach oben, bis zum Zeitpunkt des Selbstversatzes (bzw. Auslaufens). Oder der Hohlraum erreicht die Tagesoberfläche und es kommt zur Entstehung eines Tagesbruchs. Durch die Verfüllung des ursprünglichen Hohlraums mit dem primären Bruchvolumen V_p entsteht im Verbruchschlot ein Sekundärhohlraum mit dem Volumen V_0 und der Höhe h_0 (Abb. 136a).

Diese beiden Größen sind mit der Formel (89) zu beschreiben.

$$V_0 = \frac{V_p}{k} \quad und \quad h_0 = \frac{V_0}{\pi R^2} = \frac{V_p}{k\pi R^2} = h_z \frac{1-k}{k}. \tag{89}$$

Um diesen Sekundärhohlraum zu füllen, entsteht über ihm ein Hohlraum mit dem Volumen V_1 und der Höhe h_1, mit:

$$V_1 = \frac{V_0}{k} \quad und \quad h_1 = \frac{V_1}{\pi R^2}. \tag{90}$$

Die Fortsetzung dieses Prozesses führt zu immer kleineren Hohlräumen. Die Höhen dieser nach oben wandernden Hohlräume bilden mathematisch eine unendliche geometrische Reihe mit dem Quotienten q = 1/k. Für q < 1 ist die Summe der unendlichen Reihe, d. h. die Höhe des Verbruchschlots mit der Formel (91) zu beschreiben.

$$\sum_{0}^{\infty} \Delta h_i = \frac{h_0}{1-g} = \frac{h_0 \cdot k}{1-k} = h_z \tag{91}$$

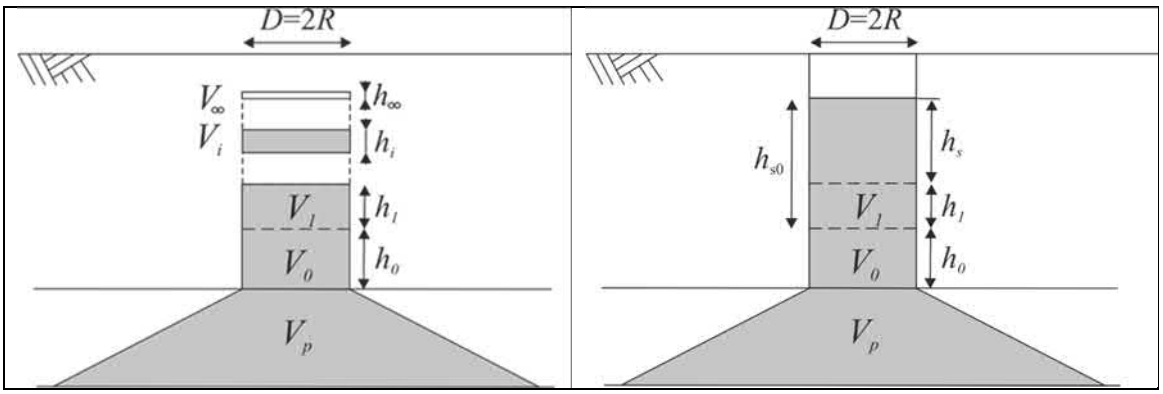
Daraus resultiert, dass bei Annahme eines zylindrischen Verbruchschlots die Verfahren von Whittaker und das Konzept des nach oben wandernden Hohlraums identisch sind.

Für den Hohlraum V_0 ist die obere Auslaufgrenze des Verbruchschlots mit der Höhe h_{s0} und für den Hohlraum V_1 mit der Höhe h_{s1} indirekt zu beschreiben (Abb. 136b).

$$h_{s0} = \frac{h_0}{k-1} \quad und \quad h_{s1} = \frac{h_1}{k-1} \; . \tag{92}$$

Diese Größen müssen die Bedingung (85) erfüllen:

$$h_z = h_0 + h_{s0} = h_0 + h_1 + h_{s1}. \tag{93}$$

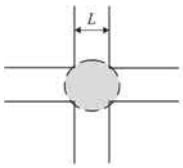
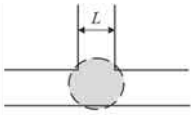


a b

Abb. 136: Schema der Wanderung eines Hohlraums Richtung Tagesoberfläche

Die durchgeführten Variantenberechnungen und deren Überprüfung beweisen die Richtigkeit des vorgeschlagenen Verfahrens. In Tabelle 30 wurden für die vier Grundschemata der untertägigen Strecken die endgültigen Gleichungen zur Berechnung der Höhe des zylindrischen Verbruchschlots h_z und der Tagesbruchtiefe S_z zusammengestellt.

Tab. 30: Gleichungen zur Berechnung der Höhe des Verbruchschlots sowie der Tiefe eines möglichen Tagesbruchs

Schema des Streckensystems	Höhe des Verbruchschlots [m]	Tiefe des Tagesbruchs [m]
	- für $R = \frac{L}{2}$: $h_z = \frac{4g}{\pi L(k-1)}(2g\cot\alpha + L)$ - für $R = \sqrt{2}\frac{L}{2}$: $h_z = \frac{4g}{\pi L(k-1)}\left[2g\cot\alpha + L\left(2\sqrt{2}-1\right)\right]$	- für $R = \frac{L}{2}$: $S_z = \frac{4g(2g\cot\alpha + L)}{\pi L} - H(k-1)$ - für $R = \sqrt{2}\frac{L}{2}$: $S_z = \frac{2g\left[2g\cot\alpha + L\left(4\sqrt{2}-1\right)\right]}{\pi L} - H(k-1)$
	- für $R = \frac{L}{2}$: $h_z = \frac{4g}{\pi L(k-1)}\left(\frac{3}{2}g\cot\alpha + L\right)$ - für $R = \sqrt{2}\frac{L}{2}$: $h_z = \frac{4g}{\pi L(k-1)}\left[\frac{3}{2}g\cot\alpha + L\left(\frac{3\sqrt{2}-1}{2}\right)\right]$	- für $R = \frac{L}{2}$: $S_z = \frac{4g\left(\frac{3}{2}g\cot\alpha + L\right)}{\pi L} - H(k-1)$ - für $R = \sqrt{2}\frac{L}{2}$: $S_z = \frac{g\left[3g\cot\alpha + L\left(3\sqrt{2}-1\right)\right]}{\pi L} - H(k-1)$
	- für $R = \frac{L}{2}$: $h_z = \frac{4g}{\pi L(k-1)}(g\cot\alpha + L)$ - für $R = \sqrt{2}\frac{L}{2}$: $h_z = \frac{4g}{\pi L(k-1)}\left(g\cot\alpha + \sqrt{2}L\right)$	- für $R = \frac{L}{2}$: $S_z = \frac{4g(g\cot\alpha + L)}{\pi L} - H(k-1)$ - für $R = \sqrt{2}\frac{L}{2}$: $S_z = \frac{2g\left(g\cot\alpha + \sqrt{2}L\right)}{\pi L} - H(k-1)$
	- für $R = \frac{L}{2}$: $h_z = \frac{4g}{\pi L(k-1)}\left(\frac{1}{2}g\cot\alpha + L\right)$ - für $R = \sqrt{2}\frac{L}{2}$: $h_z = \frac{4g}{\pi L(k-1)}\left[\frac{1}{2}g\cot\alpha + L\left(\frac{\sqrt{2}-1}{2}\right)\right]$	- für $R = \frac{L}{2}$: $S_z = \frac{4g\left(\frac{1}{2}g\cot\alpha + L\right)}{\pi L} - H(k-1)$ - für $R = \sqrt{2}\frac{L}{2}$ $S_z = \frac{g\left[g\cot\alpha + \left(\sqrt{2}+1\right)L\right]}{\pi L} - H(k-1)$

Die Verfahren von Sałustowicz [121] und Whittaker [133] führen erst zu einem Tagesbruch in Urform eines zylindrischen Verbruchschlots mit steilen Wänden. Durch den mit der Zeit fortschreitenden Stabilitätsverlust und die Einwirkung von Außenfaktoren, wie z. B. Bodenverwitterung, kommt es zur Abflachung der steilen Tagesbruchflanken bei gleichzeitiger Verringerung der Tagesbruchtiefe. Dieses führt zur Vergrößerung des Tagesbruchradius um den Term ΔR_z.

- für nicht bindige Böden:

$$\Delta R_z = S_z \cdot \cot \alpha, \tag{94}$$

- für bindige Böden:

$$\Delta R_z = S_z \cot \psi, \quad \text{oder} \quad \Delta R_z = S_z \cdot \cot\left[\arctan\left(\tan \varphi + \frac{c}{h_b \cdot \gamma}\right)\right] \tag{95}$$

Diese Formeln sind für die Bedingung $S_z \leq H - h$ gültig. Für $S_z > H - h$ gelten die nachfolgenden Formeln:

- für nicht bindige Böden:

$$\Delta R_z = (H - h) \cdot \cot \alpha, \tag{96}$$

- für bindige Böden:

$$\Delta R_z = (H - h) \cot \psi \ , \tag{97}$$

mit:	ΔR_z =	Vergrößerung des Tagesbruchradius	[m]
	S_z =	Tiefe des Tagesbruchs	[m]
	α =	natürlicher Böschungswinkel nicht bindiger Böden (Beispiel: für Sand α = 30° - 40°; für gering bindige Böden α = 35° - 45° und für bindige Böden α = 55° - 65°),	
	ψ =	Ersatzreibungswinkel	[°]
	h_b =	Gesamtmächtigkeit der bindigen Deckgebirgsschichten,	[m]
	φ =	mittlerer Wert des Reibungswinkels der nicht bindigen Deckgebirgsschichten,	[°]
	c =	mittlerer Wert der Kohäsion der bindigen Deckgebirgsschichten,	[kPa]
	γ =	Wichte der bindigen Deckgebirgsschichten,	[kN/m3]
	H =	Teufe der Strecke,	[m]
	h =	Festgesteinsüberdeckung der Strecke,	[m]

Der endgültige Radius des Tagesbruchs ist mit Formel (98) zu bestimmen.

$$R_z^{end} = (R + \Delta R_z) \cdot SF \qquad (98)$$

Die Berechnungsergebnisse der Vergrößerung des Tagesbruchradius sind für die im Berechnungsbeispiel ermittelte Tagesbruchtiefe von 0,6 m für nicht bindige und für bindige Böden in den folgenden Abbildungen 137 und 138 graphisch dargestellt.

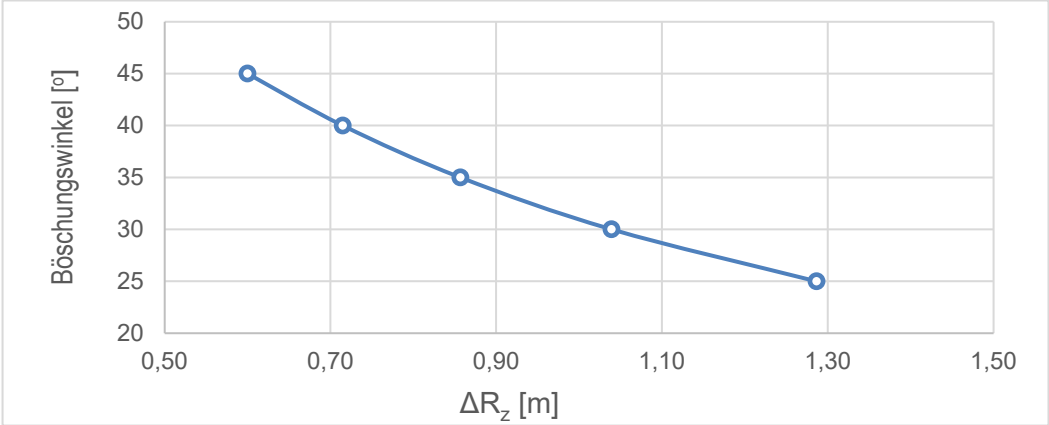


Abb. 137: Vergrößerung des Tagesbruchradius in Abhängigkeit vom natürlichen Böschungswinkel für nicht bindige Böden, für S_z = 0,6 m

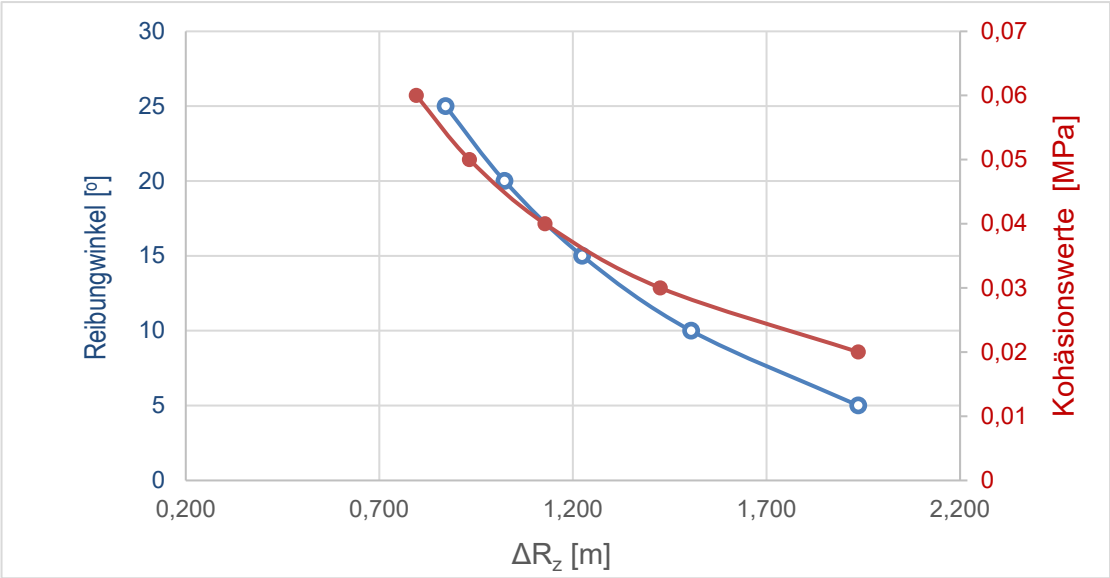


Abb. 138: Vergrößerung des Tagesbruchradius in bindigen Böden in Abhängigkeit von Reibungswinkel (blau) und Kohäsion (rot), für ΔS_z = 0,6 m

Geneigte Hohlräume

Bei geneigten untertägigen Strecken, die in eine Basisstrecke münden, ist die Bestimmung des primären Bruchvolumens schwierig.

Der Streckenabschnitt mit der Länge x_z (Abb. 139) der zur Entstehung eines Tagesbruchs führen kann, kann auf der Grundlage der Bedingung (Formel 99) bestimmt werden.

$$f \cdot SF = h(x_z),$$

$$\text{mit:} \quad h(x_z) = h_{min} + x_z \cdot tan\alpha \tag{99}$$

Nach Umformung erhält man:

$$x_z = (f \cdot SF - h_{min}) \cdot cot\alpha \tag{100}$$

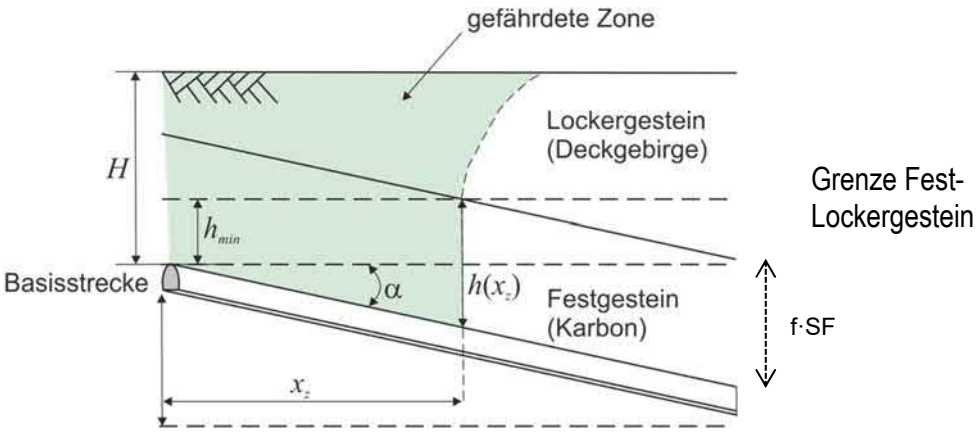


Abb. 139: Bestimmung des tagesbruchrelevanten Streckenabschnittes x_z bei geneigten untertägigen Strecken

7.11 Fazit

Die Verbindung der Druckgewölbetheorie von Sałustowicz mit dem Prognose-Verfahren für Tagesbrüche nach Whittaker schafft die Möglichkeit, das Auftreten eines Tagesbruchs über tagesnahen untertägigen Strecken plausibel und realistisch abzuschätzen sowie dessen geometrische Dimensionen zu bestimmen. Als Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen und Analysen ergeben sich folgende Kriterien für die Entstehung eines Tagesbruchs (Tab. 31).

Tab. 31: Kriterien zur Bestimmung des Auftretens eines Tagesbruchereignisses

Nr	f (Sałustowicz)	h_z (Whittaker)	Risikobewertung
1	$f < \frac{h}{SF}$	-	Keine Gefährdung
	$\frac{h}{SF} \leq f < h$	$h_z \geq \frac{H}{SF}$	mögliche Gefährdung
2	$f \geq \frac{h}{SF}$	$h_z < \frac{H}{SF}$	mögliche Gefährdung
3	$f \geq \frac{h}{SF}$	$h_z > \frac{H}{SF}$	Gefährdung
4	$f \geq \frac{H}{SF}$	-	Gefährdung

mit: f = Höhe der Auflockerungszone, [m]
h_z = Verbruchhöhe, [m]
H = Teufe der Strecke, [-]
h = Festgesteinsüberdeckung der Strecke, [m]
SF = Sicherheitsfaktor. [m]

Zur Veranschaulichung wird auf Abbildung 106, Seite 125, verwiesen

Die Prognose eines möglichen Tagesbruchereignisses und die Bestimmung seiner Dimensionen bleiben dabei sehr komplex und mit vielen Unsicherheiten verbunden. Dazu gehören insbesondere:

- unvollständige und fehlende Informationen über die zu berücksichtigenden untertägigen Systeme (Lage, Zustand, Vollständigkeit der Dokumentation) und
- unvollständige Kenntnis aller am jeweiligen Standort wirkenden Gesetzmäßigkeiten.

Deshalb sind bei der Prognose von möglichen Tagesbruchereignissen Sicherheitsfaktoren in geeigneter Höhe zwingend zu berücksichtigen.

8 Systemmodelle

Die im Folgenden vorgestellten Berechnungen wurden mit dem numerischen Programm RS2 2018 (Version 9.029) der Fa. Rocscience Inc. (Toronto, Kanada) durchgeführt[13]. Hierbei handelt es sich um ein 2D Finite-Elemente-Programm für geotechnische Anwendungen.

Verwendet wurde eine rein elastische Modellierung zur Berechnung der Spannungsumlagerungen um Hohlräume. Die Diskretisierung des Berechnungsraums erfolgte über Dreiecke mit 6 Berechnungsknoten. Für ein Berechnungsmodell mit z.B. 10 m Überlagerung wurden 7000 finite Elemente (=Dreiecke) verwendet.

Die Gebirgsspannungen wurden dabei wie folgt angesetzt:

Die vertikale Gebirgsspannung σ_v [MPa] ergibt sich aus der Überlagerungstiefe z [m] und der Wichte γ [MN/m^3]

$$\sigma_v = z \cdot \gamma$$

Die Horizontalspannung σ_h ergibt sich aus der Multiplikation der Vertikalspannung σ_v mit dem Seitendruckbeiwert k.

$$\sigma_h = k \cdot \sigma_v$$

Als Seitendruckbeiwert wurde k = 0,7 angesetzt. Dies ist konsistent mit Spannungsmessungen im Ruhrgebiet.

An den Berechnungspunkten wurde aus dem Spannungstensor $[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} \end{bmatrix}$ durch Spannungstransformation die Normalspannung σ_N und die Scherspannung τ auf einer Trennfläche mit dem Winkel θ zu σ_{xx} berechnet. Unter Kenntnis des Reibungswinkels φ wird durch den Quotienten aus Scherfestigkeit $\tau_P = \sigma_N \cdot \tan \varphi$ und Scherspannung τ an jedem Punkt der Sicherheitsfaktor SF berechnet:

[13] Die Universität Toronto (Kanada) wurde 1987 durch die kanadische Bergbauindustrie sowie durch kanadische Landes- und Bundesbehörden beauftragt, verlässliche und v. a. leicht zu bedienende Software für geotechnische Fragestellung im Bergbau zu entwickeln. Zu den ersten Produkten gehörten numerische Programme in 2D und 3D, die den Bergbaubetreibern die Ausbaudimensionierung von untertägigen Hohlräumen erleichtern sollte. Die Fa. Rocscience wurde 1996 als spin-off aus der Universität Toronto gegründet und entwickelt und vertreibt heute 16 einzelne Programme für geotechnische Fragestellungen sowie für geologisch-geotechnische Datenanalysen. Die Programme werden weltweit in 120 Ländern von über 7000 Kunden und 280 Universitäten eingesetzt.

$$SF = \frac{\tau_P}{\tau} = \frac{\sigma_N \cdot \tan(\varphi)}{\tau}$$

Das Finite-Elemente-Programm RS2 kann ein Gebirge als isotropes Material (Hoek-Brown oder Mohr-Coulomb Versagenskriterien) oder als Körper mit diskreten Trennflächen abbilden. Mit dem numerischen Programm werden Spannungen um einen Hohlraum berechnet und mit den Festigkeiten des Gebirges oder der Trennflächen verglichen. Die jeweiligen Bereiche der Festigkeitsüberschreitung stellen dabei die rechnerisch größtmögliche Verbruchzone dar.

Wie in Kapitel 7.4 diskutiert, führen numerische Kontinuumsmodelle von tagesnahen Hohlräumen wegen der komplexen geologischen Verhältnisse oft zu nicht realistischen Ergebnissen. Vor allem die Beträge der Verschiebungen beim Verbruch sind rechnerisch nicht mit annähernd befriedigender Genauigkeit realisierbar. Es können lediglich Bereiche im Gebirge abgeschätzt werden, in denen dessen Festigkeit überschritten wird.

Die im Folgenden angewandte Vorgehensweise vergleicht Scherspannungen auf Trennflächen mit deren Scherfestigkeit. Damit kann ein maximaler Verbruchbereich ausgewiesen werden. Dieser Verbruchbereich wird dann unter Berücksichtigung des Auflockerungsfaktors und der Überlagerungstiefe bewertet und der Einwirkungs-/Gefährdungsbereich wird definiert. Die Kombination von numerischen Berechnungen zur Abschätzung des Versagensbereichs mit der Volumenzunahme beim Verbruch berücksichtigt alle relevanten Einflussfaktoren der Hohlräume auf die Tagesoberfläche.

Die in diesem Kapitel verwendeten Sicherheitsfaktoren beruhen auf dem Konzept der Globalsicherheit nach der „alten“ DIN 1054-1976. Bei diesem Ansatz werden in einer Grenzbetrachtung die maximal möglichen Widerstände mit den tatsächlich wirkenden Lasten verglichen. Die Sicherheitsfaktoren lagen in der Geotechnik zwischen SF = 1,1 für den Nachweis des Auftriebs und SF = 2,0 für den Nachweis gegen Grundbruch. Ein gewählter Sicherheitsfaktor berücksichtigt, wie gut das mechanische Grundprinzip bekannt und wie groß die Streubreite der geotechnischen Kennwerte ist. Ist die Mechanik eines Versagensfalls gut bekannt und die Streubreite der Kennwerte gering, so wird ein Sicherheitsfaktor nahe, aber größer 1 verwendet (z. B. beim Nachweis der Sicherheit gegen Auftrieb). Ist die Mechanik eines Versagensfalls weniger gut bekannt und/oder die Streubreite der Kennwerte groß, so wird ein Sicherheitsfaktor wesentlich größer als 1 verwendet (z.B. beim Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch).

Bei den Berechnungen der Systemmodelle wird ein Sicherheitsfaktor SF = 1,5 für den Nachweis der Sicherheit gegen Trennflächenversagen verwendet. Die Mechanik des Versagens an Trennflächen ist gut bekannt, da es sich um den einfachen Vergleich von Scherfestigkeit mit Scherspannung auf einer Bezugsfläche handelt. Die Streubreite der Eingangswerte für einen solchen Vergleich, in diesem Fall die Orientierung der Trennfläche und der Reibungswinkel φ der Trennfläche, kann jedoch groß sein. In Kapitel 4 (Abb. 46) werden die Reibungswinkel von Trennflächen in Tonschiefer gezeigt. Ein durchschnittlicher Reibungswinkel φ = 15° vernachlässigt das Auftreten von Spiegelharnischen mit einem Reibungswinkel φ = 10°. Ein durchschnittlicher Reibungswinkel φ = 15° unter Einbeziehung eines Sicherheitsfaktors SF = 1,5 berücksichtigt jedoch diesen ungünstigsten, aber selten auftretenden Fall.

8.1 Systemmodell Ruhrgebiet

8.1.1 Verbruchmechanismen und Gefährdungszonen im Ruhrrevier

Die Informationslage zu Tagesbrüchen bezüglich Geologie und Geotechnik aus Fachgutachten, SATÖB-Datenbank der Bergbehörde NRW und Bohrdatenbank des Geologischen Dienstes NRW ist unzureichend und erlaubt nicht, lokale Verbruchmechanismen mit ausreichender Genauigkeit festzustellen.

Aus diesem Grund wurden Systemmodelle erstellt, in denen die geologischen Verhältnisse schematisch abgebildet werden. Einfallen und Felsüberlagerung stellen die beiden Variablen dar, während die Flözmächtigkeit in den Systemmodellen konstant bei 2 m belassen wurde. Ein Verbruch des Hangenden wurde immer durch Versagen von Trennflächen angenommen, da die Festigkeiten von Schichtflächen oder Klüften nur über die Reibungseigenschaften definiert sind und somit Schwachstellen im Gebirge darstellen. Wie im Kapitel 3 über die Festigkeiten des Ruhrkarbons dargelegt, wurden den Trennflächen die Reibungswinkel φ = 30° bzw. φ = 15° zugewiesen.

a) Söhliger Hohlraum

Hohlräume in der Kohle wurden mit den Dimensionen 2 m x 2 m angenommen. Die Felsüberlagerung wurde zwischen 2 m und 30 m variiert. Die Hangendschichten wurden als söhlige Schichten mit horizontalen Schichtflächen und vertikalen Klüften modelliert. Die folgende Abbildung 140 zeigt eine schematische Skizze des Modells.

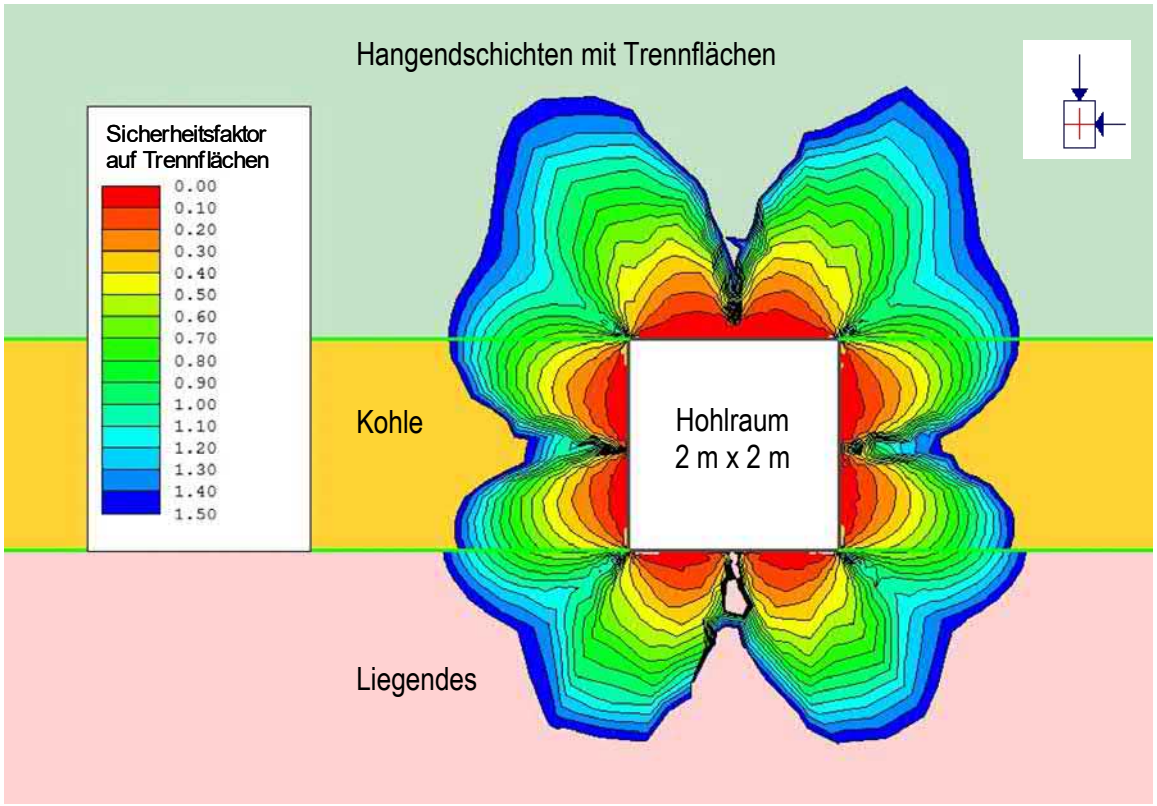


Abb. 140: Systemmodell für einen söhligen Hohlraum

Die Kontourlinien in der Abbildung 140 zeigen die Verbreitung überbeanspruchter Trennflächen um den Hohlraum. Die Kontourlinien sind die Linien gleicher Sicherheitsfaktoren. Ein Sicherheitsfaktor wird als Quotient von Scherfestigkeit durch Scherspannung auf einer gewählt orientierten Trennfläche im Gebirge berechnet. Ein Sicherheitsfaktor von 1 beschreibt kritisch beanspruchte Trennflächen im labilen Gleichgewicht. Kontouren in roten bis grünen Farben (Sicherheitsfaktor < 1) zeigen den verbrochenen Bereich an. Kontouren in türkisen bis blauen Farben (Sicherheitsfaktor > 1) zeigen den aufgelockerten Bereich im Gebirge an. Generell werden verbrochene Bereiche im Streichen der Kohle und im Liegenden nicht betrachtet, da diese nicht zu der Gefährdung der Felslinie beitragen. Ein exemplarisches Ergebnis der Berechnungen ist in Abbildung 141 dargestellt.

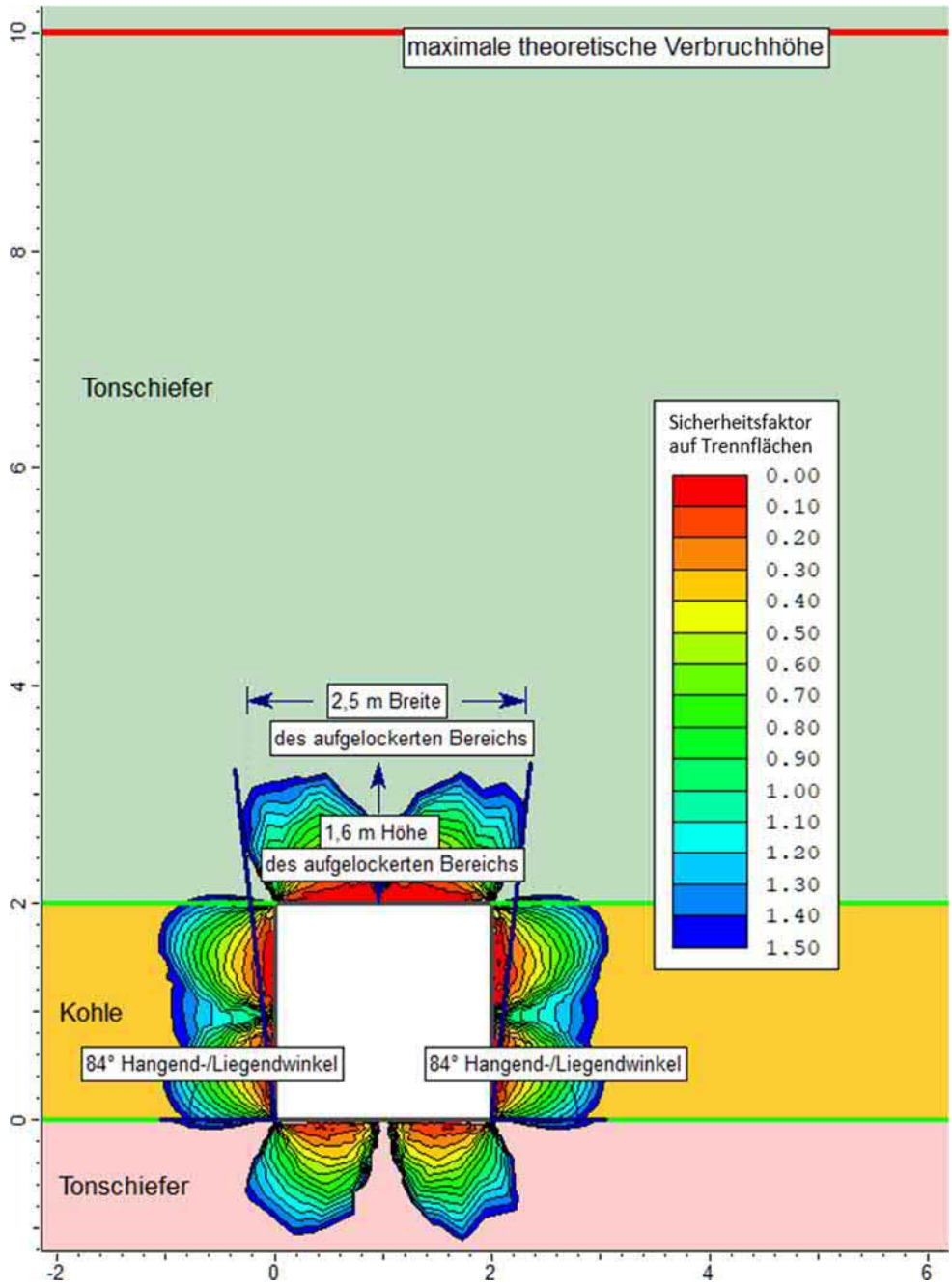


Abb. 141: Beispielhafte Ergebnisse der Berechnung des Systemmodells „söhliger Hohlraum“

Aus diesen Berechnungen konnten Verbruchhöhen und –breiten sowie Hangend- und Liegendwinkel ermittelt werden. Abbildungen 142 bis 144 zeigen die wesentlichen Ergebnisse. In diesen Abbildungen wird die maximale theoretische Verbruchhöhe durch eine vertikale, rote Line dargestellt. Die maximale Verbruchhöhe über der Firste von 8 m wurde durch einen Auflockerungsfaktor k = 1,25 (siehe Abb. 43) mit 4 x Hohlraumhöhe bestimmt.

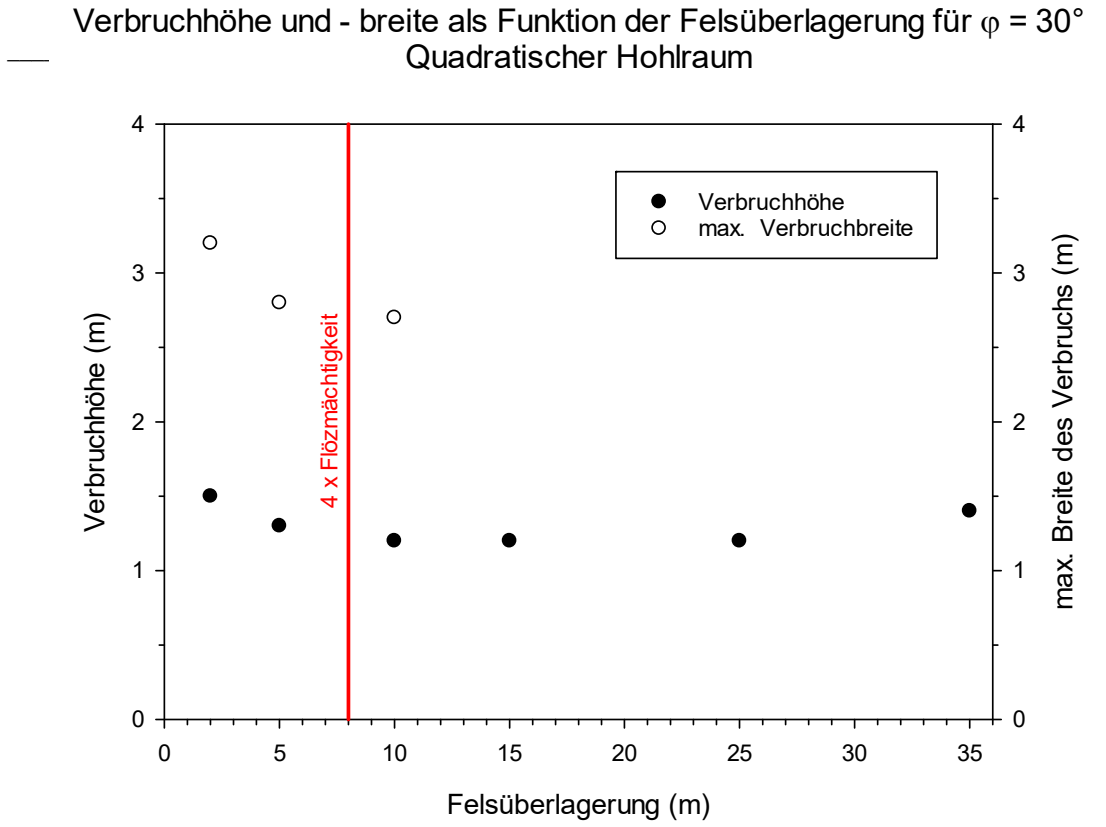


Abb. 142: **Verbruchhöhen und maximale Verbruchbreiten über einem quadratischen, söhligen Hohlraum von 2 m x 2 m bei einem Reibungswinkel φ = 30° der Trennfläche**

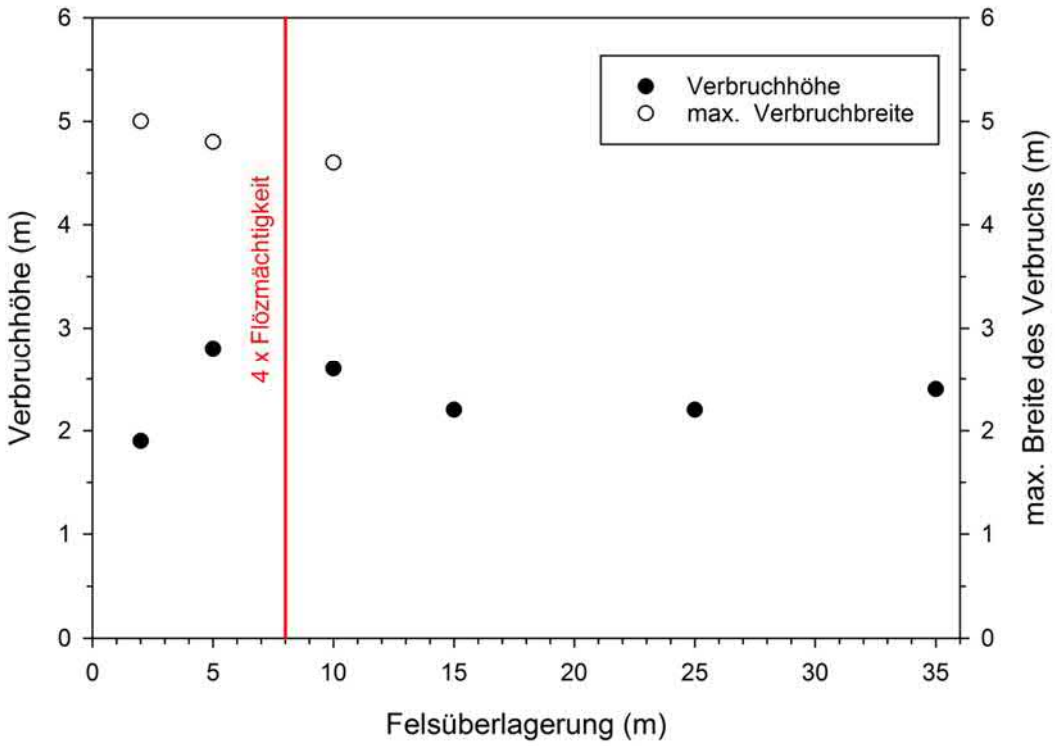


Abb. 143: **Verbruchhöhen und maximale Verbruchbreiten über einem quadratischen, söhligen Hohlraum von 2 m x 2 m bei einem Reibungswinkel φ = 15° der Trennfläche**

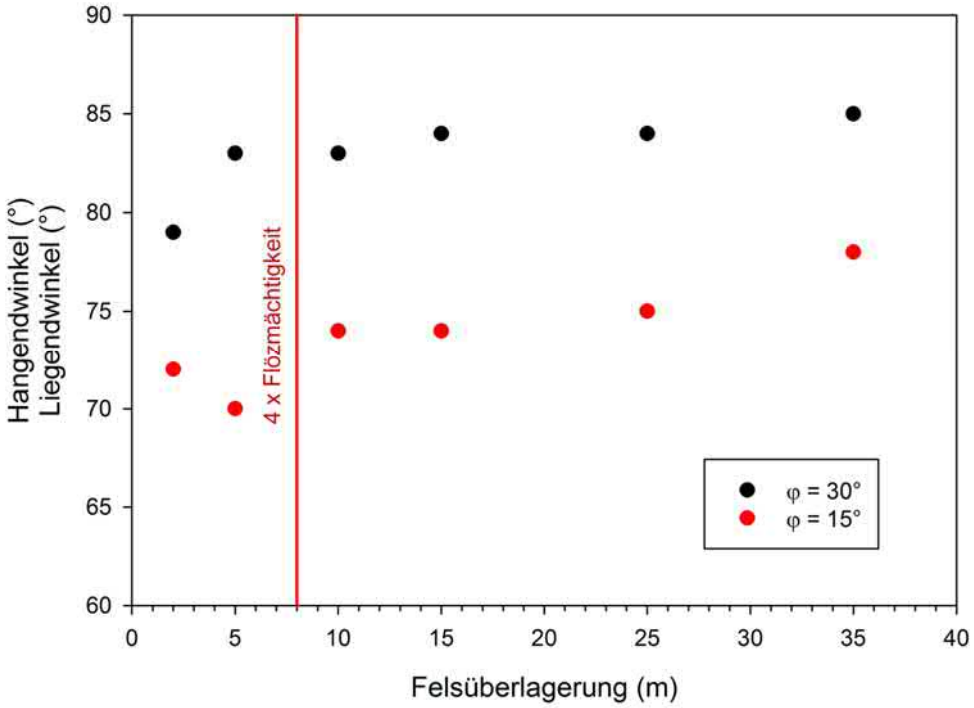


Abb. 144: Hangend- und Liegendwinkel über einem quadratischen, söhligen Hohlraum von 2 m x 2 m bei einem Reibungswinkel φ = 30° und φ = 15° der Trennflächen

Aus den Abbildungen 142 – 144 wird gefolgert:

Bei quadratischen, söhligen Hohlräumen mit einem Querschnitt von 2 m x 2 m

- ist die Höhe des Verbruchs bei ungünstigsten Bedingungen (φ = 15°) maximal 3 m (Abb. 143),
- ist die Breite des Verbruchs bei ungünstigsten Bedingungen (φ = 15°) maximal 5 m (Abb. 143), und
- betragen die Hangend – und Liegendwinkel im ungünstigsten Fall 70° (Abb. 144).

b) Tonnlägige Schächte

Das Systemmodell eines tonnlägigen Schachts ist in Abbildung 145 dargestellt. Aus Abbildung 144 kann folgender Zusammenhang zwischen Hangendwinkel (HW) bzw. Liegendwinkel (LW) und der Felsüberlagerung statistisch abgeleitet werden:

$$HW \text{ oder } LW = 70{,}812 + 0{,}197 \cdot \text{Felsüberlagerung} \quad (R^2 = 0{,}836).$$

Dazu wurde mittels einer Regressionsanalyse der lineare Zusammenhang zwischen Hangend-/Liegendwinkel und der Felsüberlagerung (Abb. 144) für den ungünstigen Reibungswinkel der Trennflächen ($\varphi = 15°$) durchgeführt.

Bei einer Felsüberlagerung von 35 m beträgt der Hangendwinkel und/oder Liegendwinkel im ungünstigsten Fall 78°. Daraus lässt sich nach Abbildung 146 die maximale Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie berechnen (Abb. 147). Dabei ist der Einfluss des Auflockerungsfaktors („Totlaufen des Verbruchs“) noch nicht berücksichtigt.

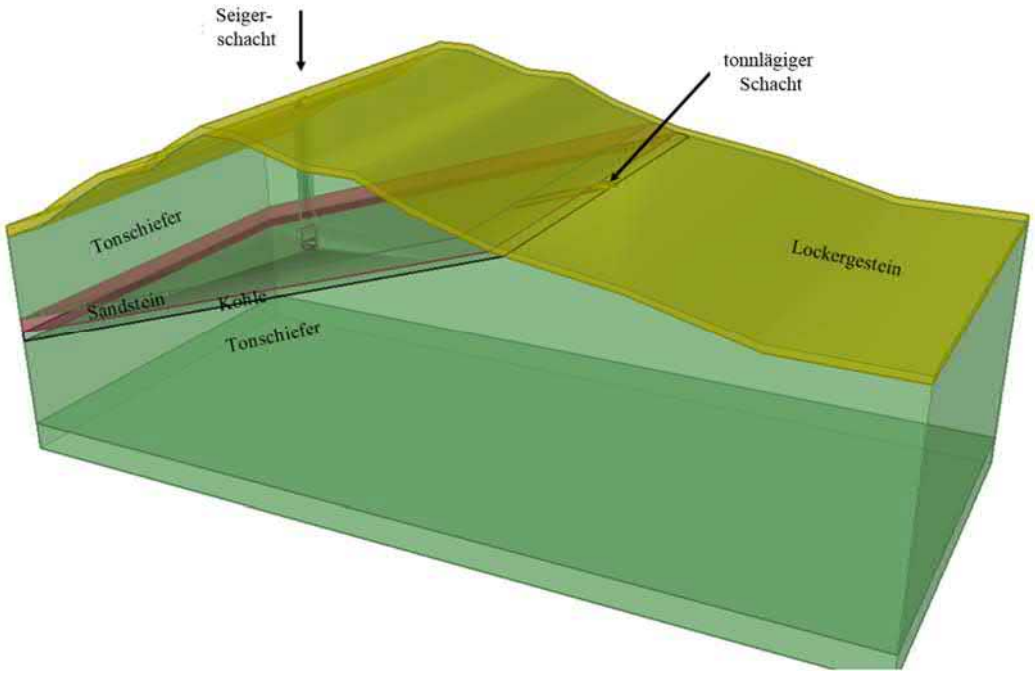


Abb. 145: Systemmodell eines tonnlägigen Schachts

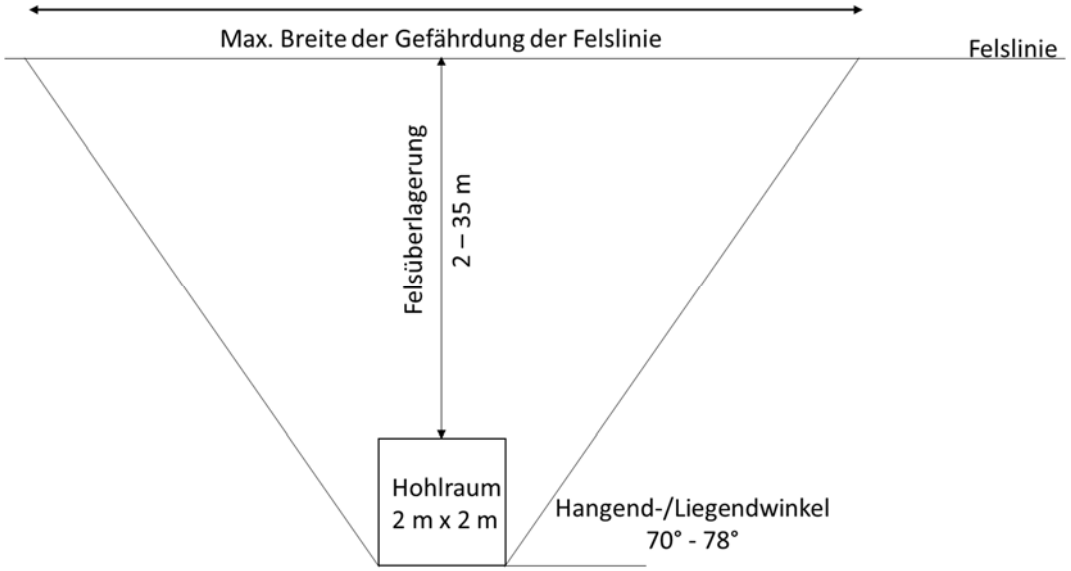


Abb. 146: Schemaskizze zur Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie als Funktion von Hangend-/Liegendwinkel und Felsüberlagerung

Maximale Breite der Gefährdung der Felslinie über einem tonnlägigem Schacht

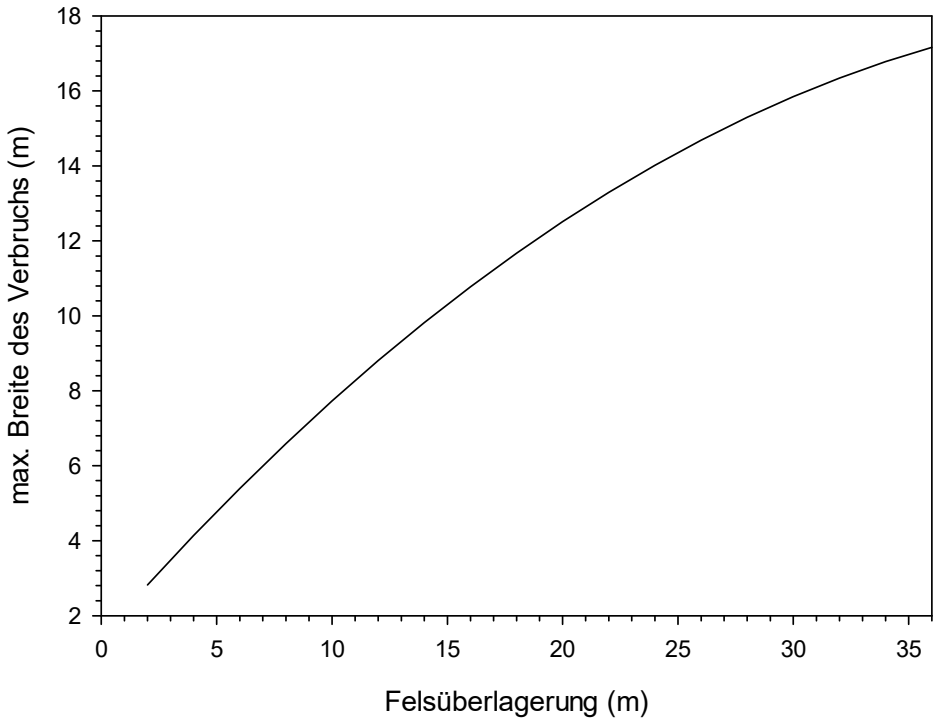


Abb. 147: Maximale Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie über einem tonnlägigen Schacht bei verschiedenen Felsüberlagerungen

c) Flächenhafter Abbau

Das Systemmodell eines söhligen, flächenhaften Abbaus ist in Abbildung 148 dargestellt. Zuerst wurden zwei quadratische Hohlräume (2 m x 2 m) angelegt. Dann wurde in 2 m Schritten so lange ein flächenhafter Abbau simuliert, bis die berechnete Verbruchzone (aus dem Versagen der Trennflächen abgeleitet) die Felslinie erreicht (Abb. 149). Aus den Berechnungen für verschiedene Felsüberlagerungen wurden die söhlige Länge, die Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie sowie Hangend- und Liegendwinkel bestimmt.

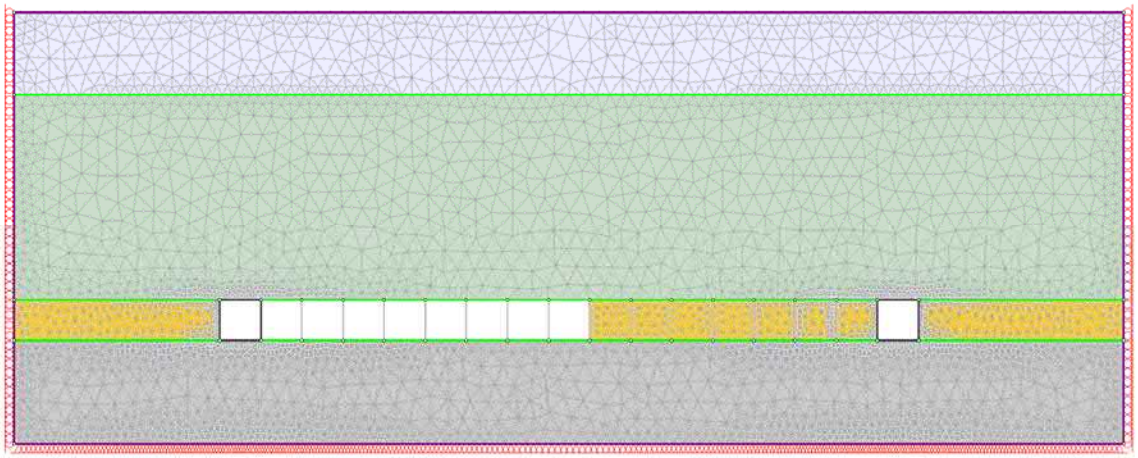


Abb. 148: Systemmodell eines söhligen, flächenhaften Abbaus

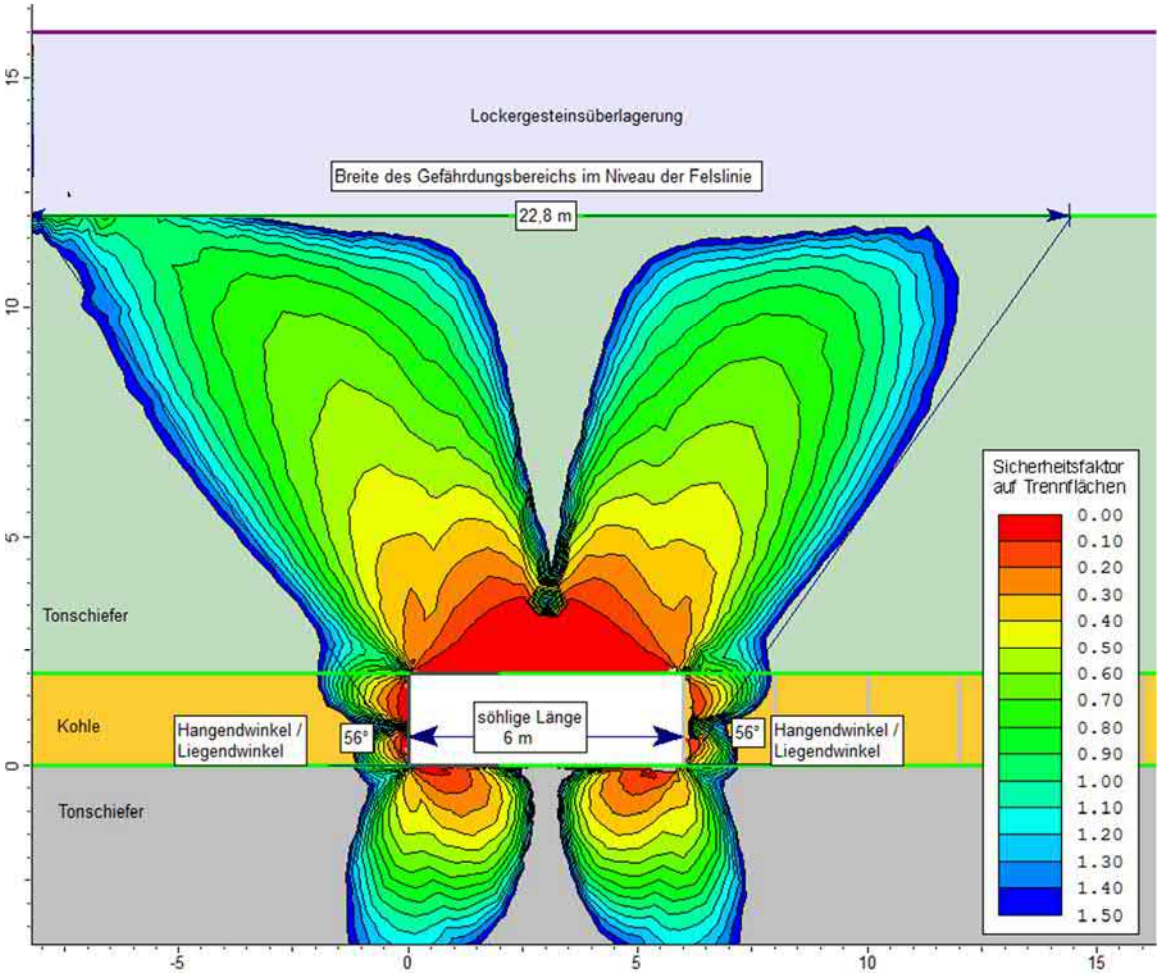


Abb. 149: Beispiel eines simulierten Abbaus, Verbruchzone erreicht Felslinie

In Abbildung 149 sind die söhlige Länge des Abbaus, die Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie sowie die Hangend- und Liegendwinkel abgeleitete Größen unter einer vorgegebenen Felsüberlagerung dargestellt.

Für den ungünstigsten Fall (Reibungswinkel der Trennflächen φ = 15°) sind die Hangend-/ Liegendwinkel je nach Felsüberlagerung und söhliger Länge im Bereich zwischen 55° und 75° (Abb. 150).

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen dieses Systemmodells sind in Abbildungen 151 und 152 zusammengefasst. Die söhlige Länge, bei der die Verbruchzone die Felslinie erreicht, nimmt mit zunehmender Felsüberlagerung zu (Abb. 151). Die berechnete Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie nimmt ebenfalls mit zunehmender Felsüberlagerung zu (Abb. 152).

Diese Gefährdungszone wird jedoch durch die Auflockerung des verbrochenen Hangendgebirges begrenzt. Die maximale Verbruchhöhe von 8 m wurde durch einen Auflockerungsfaktor k = 1,25 (siehe Abb. 43) mit dem vierfachen der Hohlraumhöhe bestimmt. In den Abbildungen 151 und 152 wird die maximale theoretische Verbruchhöhe, durch eine vertikale, rote Line dargestellt. Bei einer Felsüberlagerung über 8 m läuft sich der Verbruch tot. Für söhligen, flächenhaften Abbau bei 8 m Felsüberlagerung ist bis zu einer flachen Länge von 5 m (bei φ = 15°) oder 7 m (bei φ = 30°) kein Verbruch zu erwarten.

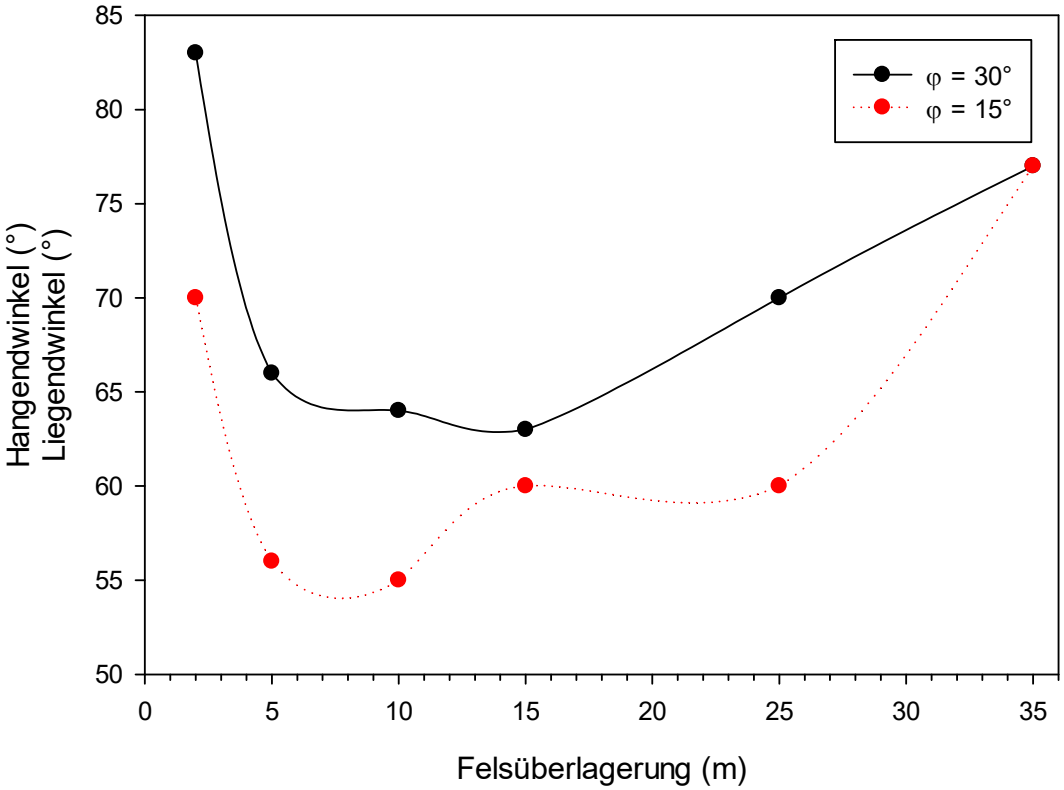


Abb. 150: Hangend- und Liegendwinkel als Funktion der Felsüberlagerung

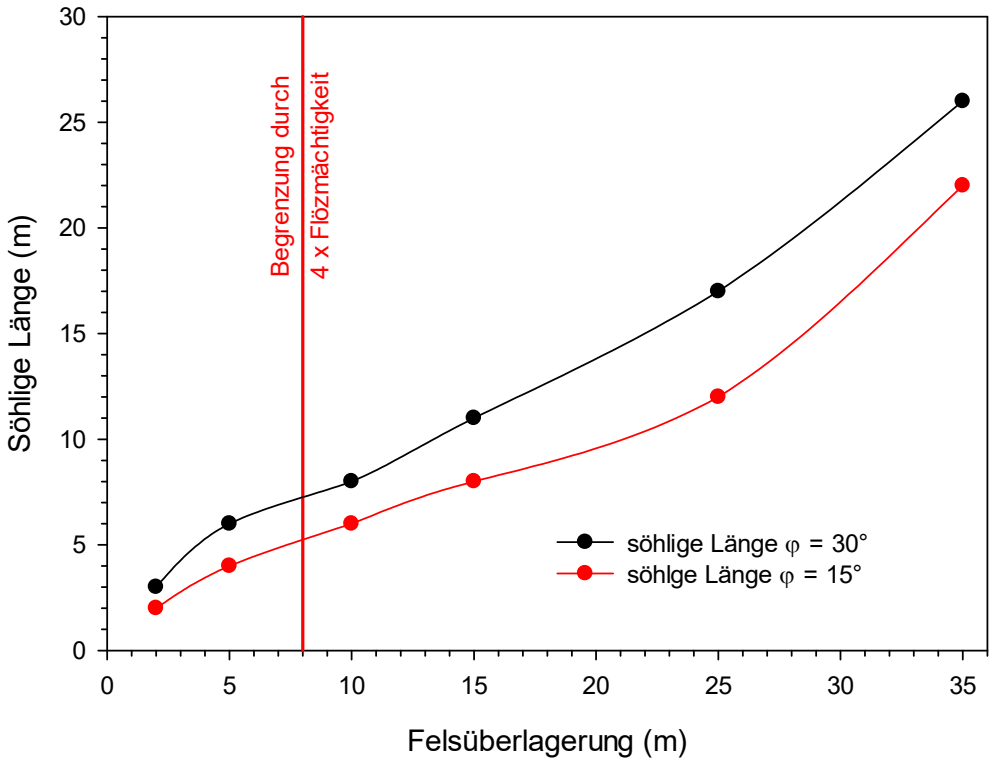


Abb. 151: **Söhlige Länge (Abbaulänge, bis die Versagenszone die Felslinie erreicht) als Funktion der Felsüberlagerung**

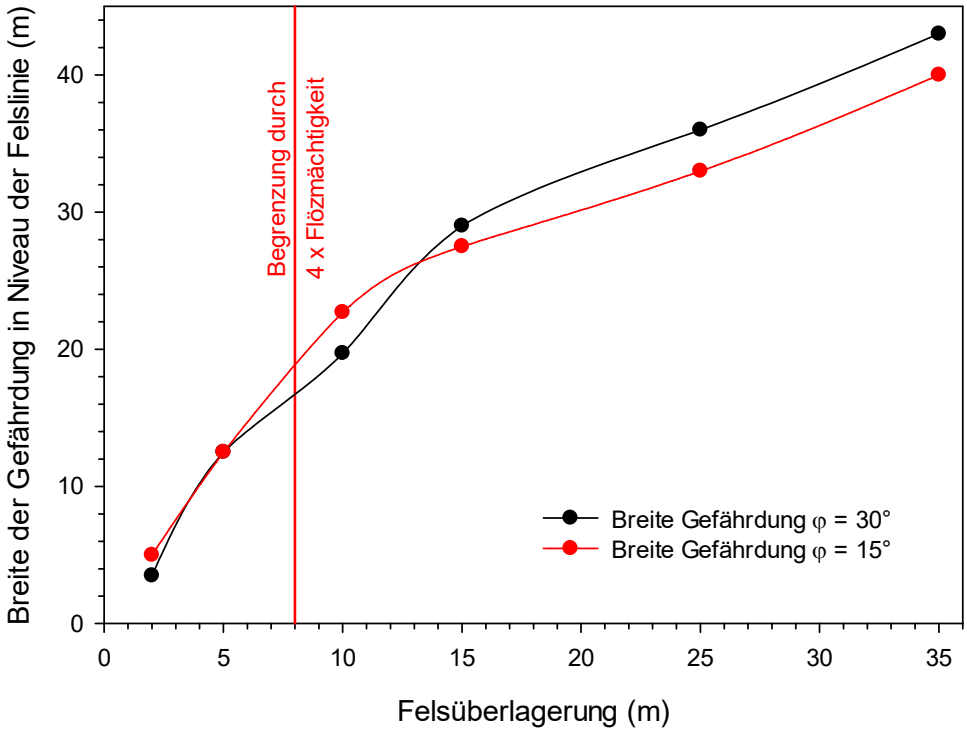


Abb. 152: **Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie als Funktion der Felsüberlagerung**

d) Flächenhafter, geneigter Abbau

Das Systemmodell eines geneigten, flächenhaften Abbaus ist in Abbildung 153 dargestellt. Zuerst wurden 2 Hohlräume im Flöz (ca. 2 m x 2 m) angelegt. Dann wurde in 2 m Schritten in Einfallsrichtung ein flächenhafter Abbau so lange simuliert, bis die berechnete Verbruchzone (aus dem Versagen der Trennflächen abgeleitet) die Felslinie erreicht. Das Einfallen des Flözes wurde zwischen 15° und 90° variiert, die Felsüberlagerung wurde von 5 m bis 30 m variiert. Aus den Berechnungen für verschiedene Felsüberlagerungen wurden die flache Länge, die Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie sowie der Hangend- und Liegendwinkel bestimmt.

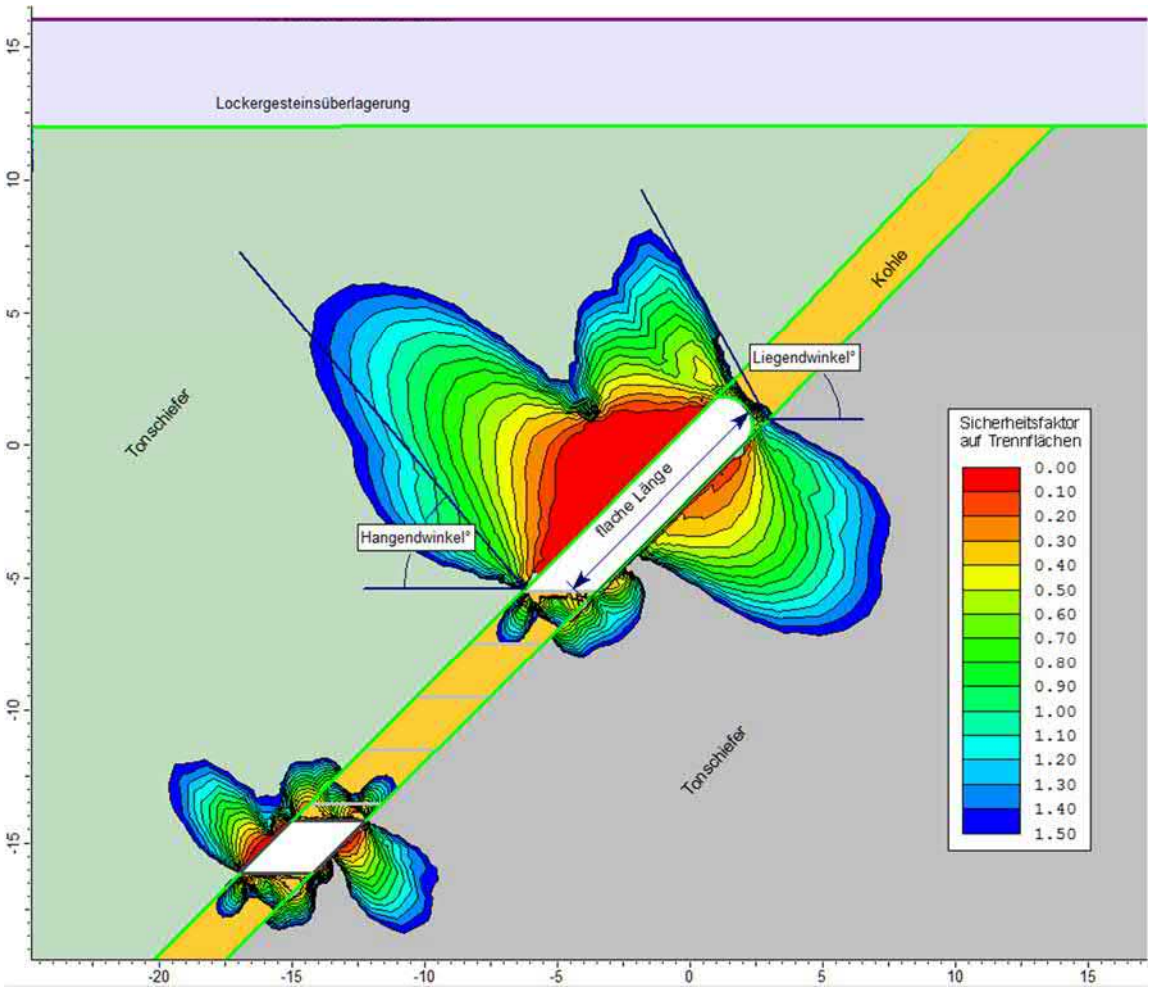


Abb. 153: Systemmodell eines geneigten, flächenhaften Abbaus

Der Verschnitt zwischen einem geneigten Abbau und überbeanspruchten Trennflächen mit einer söhligen Felslinie bestimmt die maximale flache Länge sowie Hangend- und Liegendwinkel. In 75 Berechnungen wurden sowohl das Einfallen des Kohlenflözes zwischen 15° und 75° in 15°-Schritten und die Felsüberlagerung zwischen 2 m und 30 m in 2 m-Schritten variiert. Die maximale

flache Länge hängt von der Felsüberlagerung und dem Flözeinfallen ab. Die maximale flache Länge, bei der ein rechnerisches Versagen der Trennflächen bis in das Niveau der Felslinie reicht, kann bei einem Reibungswinkel auf den Trennflächen von φ = 30° durch multiple lineare Regression[14] statistisch abgesichert nach folgender Formel berechnet werden:

Flache Länge (m) = 0,488 + 0,756 * Felsüberlagerung (m) + 4,495 * Einfallen (rad), R^2 = 0,886

Das Bestimmtheitsmaß von 0,886 zeigt die hohe Signifikanz der durchgeführten Berechnungen.

Bei einem Reibungswinkel φ = 30° (Abb. 154) ist die Zunahme der flachen Länge mit der Felsüberlagerung aus felsmechanischen Aspekten begründbar. Mit zunehmender Teufe werden die Normalspannungen auf den Trennflächen größer, was zu einer Erhöhung der Scherfestigkeit der Trennflächen führt. Der Hohlraum kann stabil größer werden, so lange die Spannungen im Hangenden positiv (kompressiv) bleiben. Das Einfallen des Flözes hat ebenfalls einen positiven, aber vergleichsweise geringeren Einfluss auf die flache Länge. Mit zunehmendem Einfallen werden die Normalspannungen und somit die Scherfestigkeit, die auf die Klüfte wirkt, größer.

Bei einem Reibungswinkel φ = 15° (Abb. 155) ist die flache Länge bis zum Verbruch des Hangenden differenzierter zu betrachten. Hier beträgt bei einem Sicherheitsbeiwert von 1,5 der effektive Reibungswinkel nur noch φ' = 10° (s. Tabelle 4 in Kapitel 4.2). Generell führt eine größere Felsüberlagerung zu größeren flachen Längen. Die Normalspannungen, die auf die Klüfte wirken, nehmen mit zunehmendem Einfallen des Flözes zu. Damit nimmt auch deren Scherfestigkeit zu. Bei einem Einfallen des Flözes zwischen 55° und 70° ist die Beanspruchung sowohl auf den Schichtflächen als auch auf den Kluftflächen am höchsten. Dies führt zu den geringeren flachen Längen bei einem Flözeinfallen zwischen 55° und 70°. Bei einem Flözeinfallen > 70° werden v. a. die bankrechten Klüfte durch hohe Normalspannungen hochfest während die schichtparallelen Trennflächen zum Versagen neigen. Somit steigt die flache Länge dann wieder an.

[14] Die Methode der multiplen linearen Regression ist ein statistisches Verfahren, bei dem die beobachtete abhängige Variable (hier die maximale flache Länge) durch mehrere unabhängige Variablen (hier Flözeinfallen und Felsüberlagerung) erklärt wird.

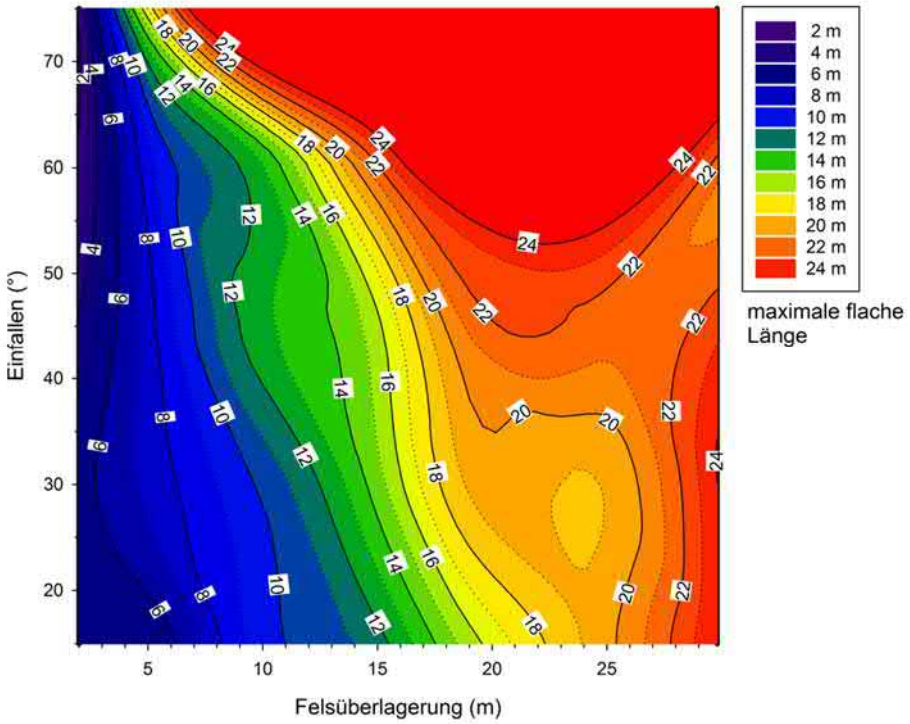


Abb. 154: Isolinien der maximalen flachen Länge als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallens für φ = 30°

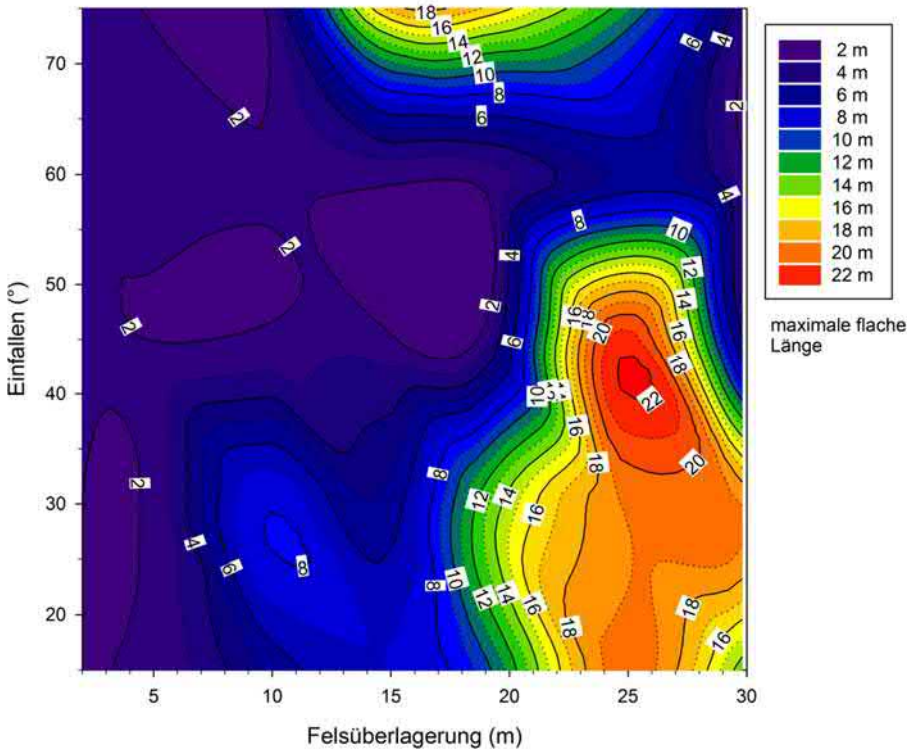


Abb. 155: Isolinien der maximalen flachen Länge als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallens für φ = 15°

Die Hangendwinkel bei geneigtem flächenhaften Abbau (Abb. 156) zeigen eine Spannweite von 30° - 120° auf. Für ein Schichteinfallen bis 50° und eine Felsüberlagerung kleiner 5 m folgt der Verbruch den Klüften und die Hangendwinkel sind gering. Für steilere Lagerung und eine Felsüberlagerung kleiner 5 m folgt der Verbruch eher den Schichtflächen und der Hangendwinkel ist groß. Ab 5 m Felsüberlagerung und unabhängig vom Einfallen nehmen die Hangendwinkel von einem Maximalwert von 100° mit der Teufe kontinuierlich ab.

Generell sind die Hangend- und Liegendwinkel bei geneigtem, flächenhaftem Abbau (Abb. 156 – 159) durch folgende Faktoren beeinflusst.

- Mit zunehmender Tiefe werden die Normalspannungen auf den Trennflächen größer.
- In Abhängigkeit vom Einfallen der Schichten werden entweder flözparallele Schichtflächen oder die senkrecht dazu stehenden Klüfte überbeansprucht. Bis 45° Einfallen werden die Kluftflächen stärker beansprucht, bei steilerem Einfallen eher die Schichtflächen.

Diese Einflussfaktoren führen zu dem asymmetrischen Verlauf der Hangend- und Liegendwinkel in den Abbildungen 156 bis 159.

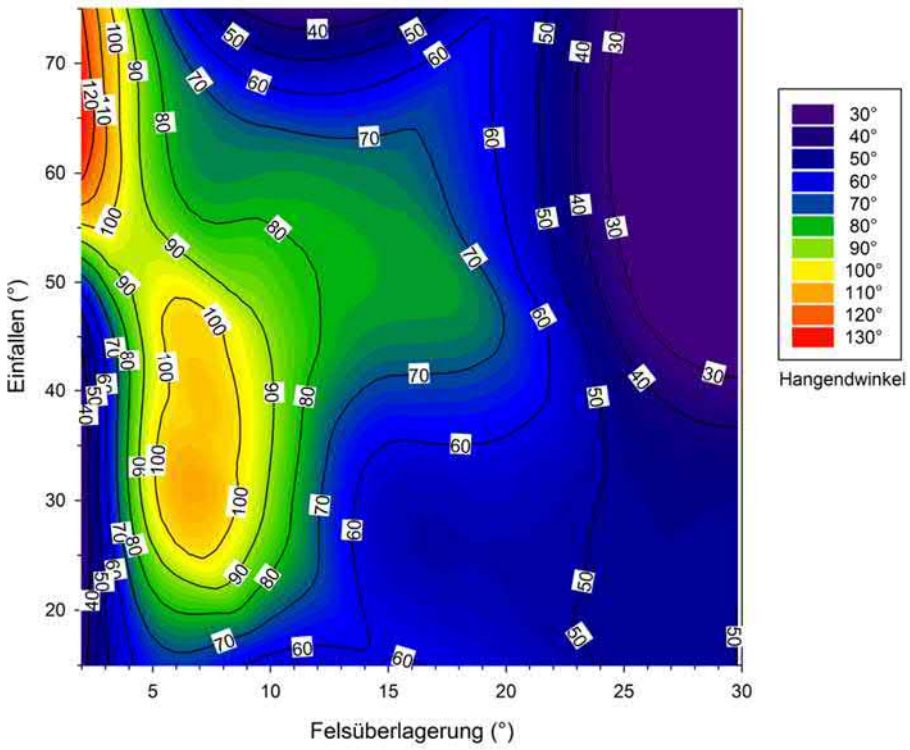


Abb. 156: Hangendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallen für φ = 30°

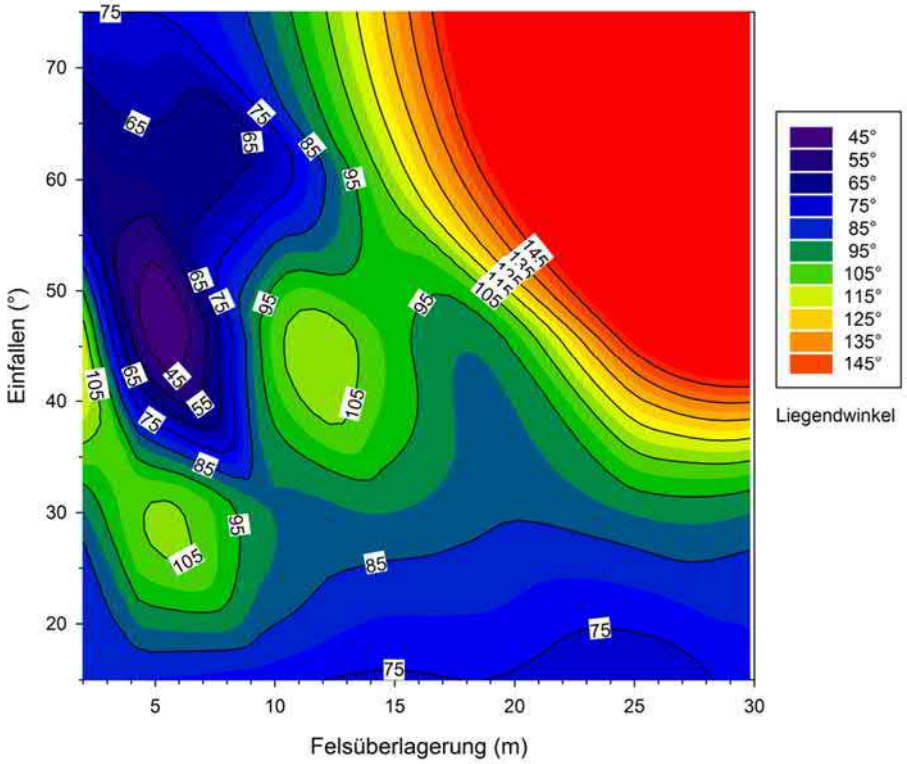


Abb. 157: Liegendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallen für φ = 30°

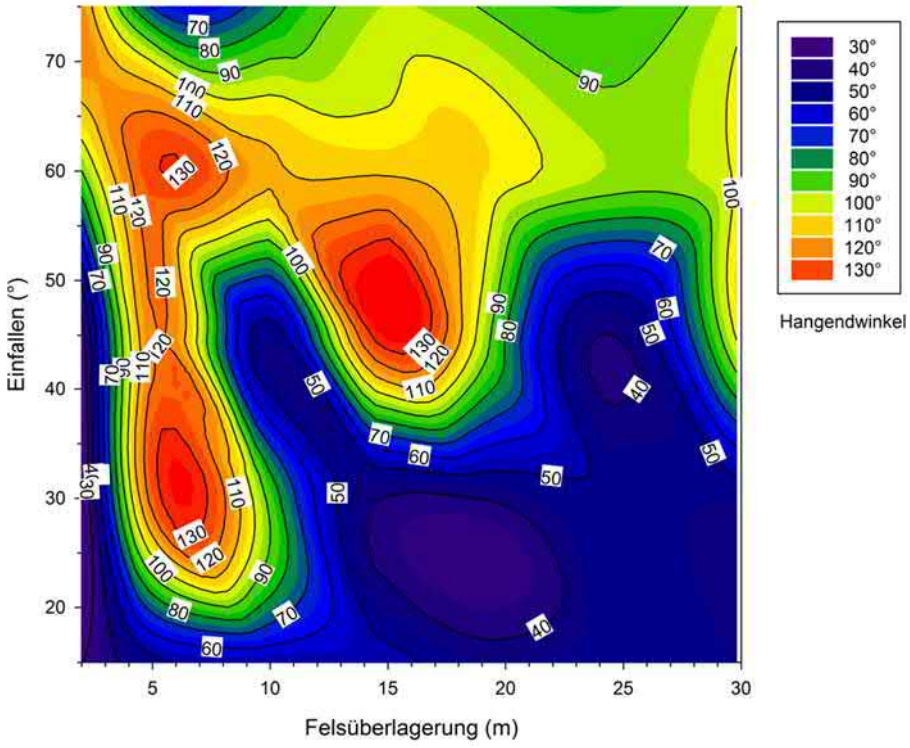


Abb. 158: Hangendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallen für φ = 15°

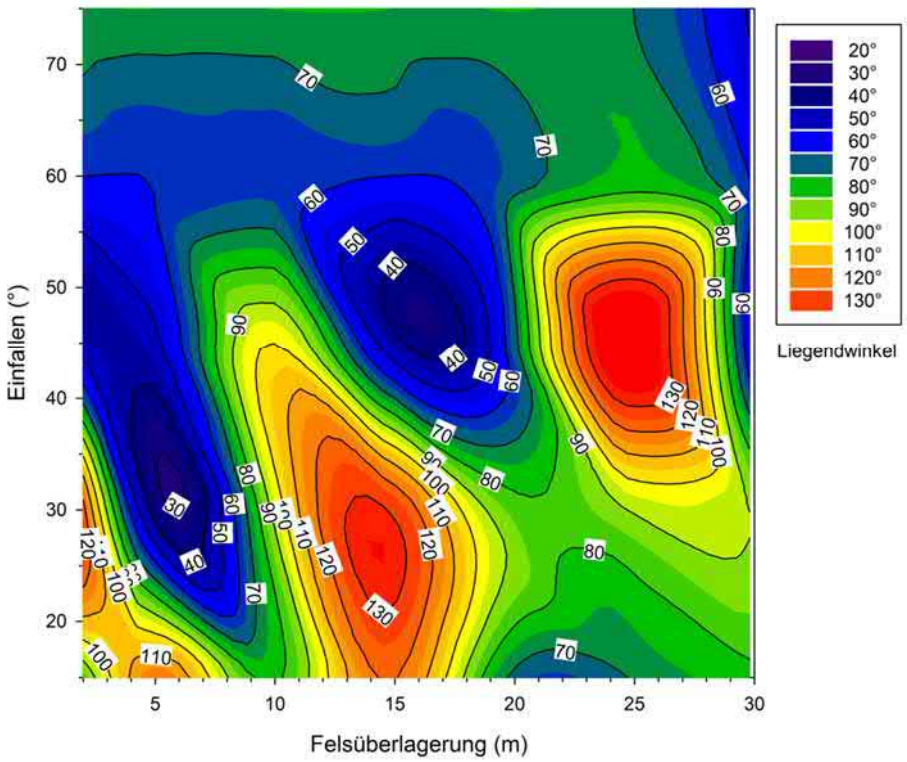


Abb. 159: Liegendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Einfallen für φ = 15°

Die Variation der Spannungen auf Schicht- und Kluftflächen in Abhängigkeit vom Einfallen ist in Abbildung 160 dargestellt. Diese Normal- und Scherspannungen werden zusätzlich durch die umgelagerten Spannungen bedingt durch den flächenhaften Abbau beeinflusst. Eine statistisch abgesicherte Abhängigkeit lässt sich dafür nicht ableiten.

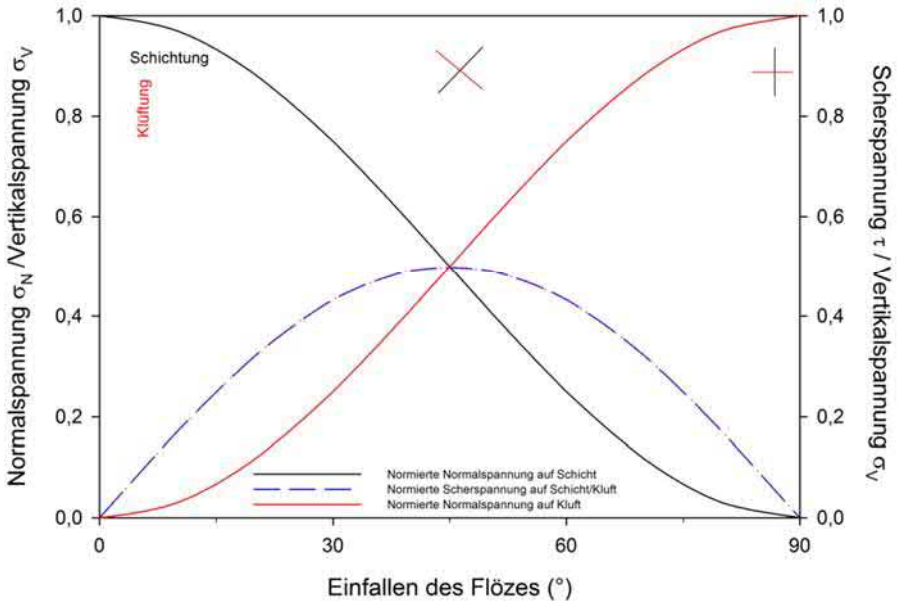


Abb. 160: Variation der Normal- und Scherspannungen als Funktion des Flözeinfallens

Durch die Festlegung von Hangend- und Liegendwinkel, der flachen Länge, der Felsüberlagerung sowie des Auflockerungsfaktors lässt sich die Gefährdung der Felslinie abschätzen. In den Abbildungen 161 und 162 sind diese aus der Modellierung abgeleiteten Größen dargestellt.

Abbildung 161 zeigt die Situation, dass der rechnerisch ermittelte Verbruchbereich (umgrenzt durch blaue Linien) wesentlich größer ist als der für das „Totlaufen“ notwendige Bereich (begrenzt durch die rote Linie). Die Oberkante des zum „Totlaufen“ notwendigen Bereichs endet innerhalb des rechnerisch ermittelten Verbruchbereichs ohne die Felslinie zu schneiden. Dies bedeutet, dass die Felslinie nicht gefährdet ist.

Abbildung 162 zeigt die Situation, dass der rechnerisch ermittelte Verbruchbereich (umgrenzt durch blaue Linien) ebenfalls größer ist als der für das „Totlaufen“ notwendige Bereich (begrenzt durch die rote Linie), jedoch schneidet hier die Oberkante des zum „Totlaufen“ notwendigen Bereichs die Felslinie. Dies bedeutet, dass die Felslinie gefährdet ist.

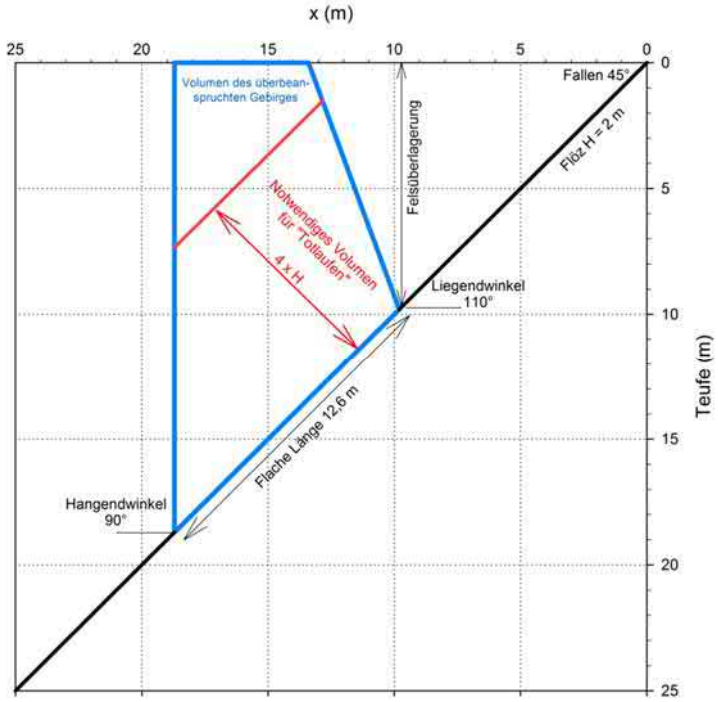


Abb. 161: Abschätzung der Gefährdung der Felslinie durch Volumenbilanz: Keine Gefährdung der Felslinie

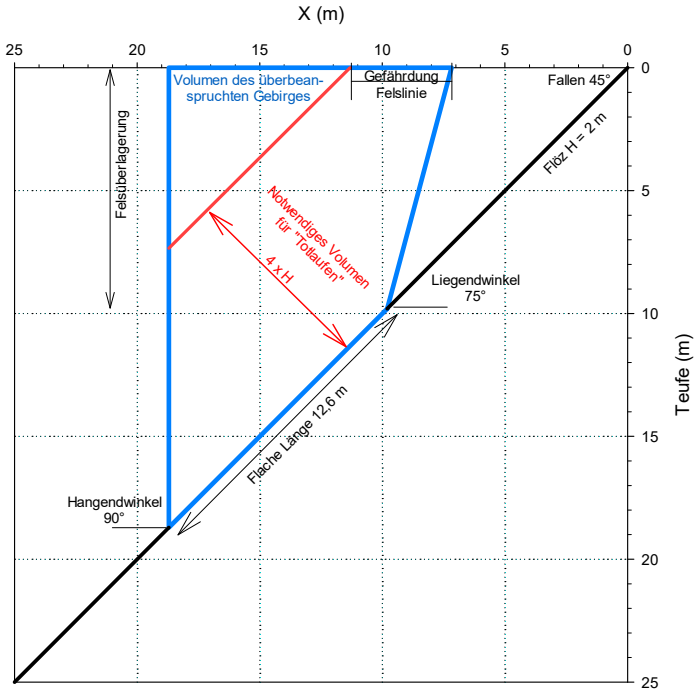


Abb. 162: Abschätzung der Gefährdung der Felslinie durch Volumenbilanz: Gefährdung der Felslinie

Die Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie wurde für alle Modellierungen bestimmt und ist in Abbildung 163 zusammengefasst. In dieser Abbildung wird die Gefährdung im Niveau der Felslinie nur bis zu einer Felsüberlagerung von 17 m ausgewiesen. Bei größeren Felsüberlagerungen tritt bei einem Einfallen bis 75° immer ein Totlaufen des Verbruchs auf. Bei größeren Einfallswinkeln beschränkte sich der Verbruchbereich auf die Breite des Flözausbisses.

Abbildung 163 ist weiterhin zu entnehmen, dass bei dem Ansatz der Höhe des Abbauhohlraums von 2 m bis zu einem Einfallen von 20° bei einer Felsüberlagerung von wenigstens der 4-fachen Abbaumächtigkeit keine Beeinträchtigung der Felslinie auftritt. Bis 45° Einfallen ist eine Felsüberlagerung des Abbauhohlraum von 10 m (5-fache Abbaumächtigkeit) erforderlich, damit die Felslinie nicht beeinträchtigt wird.

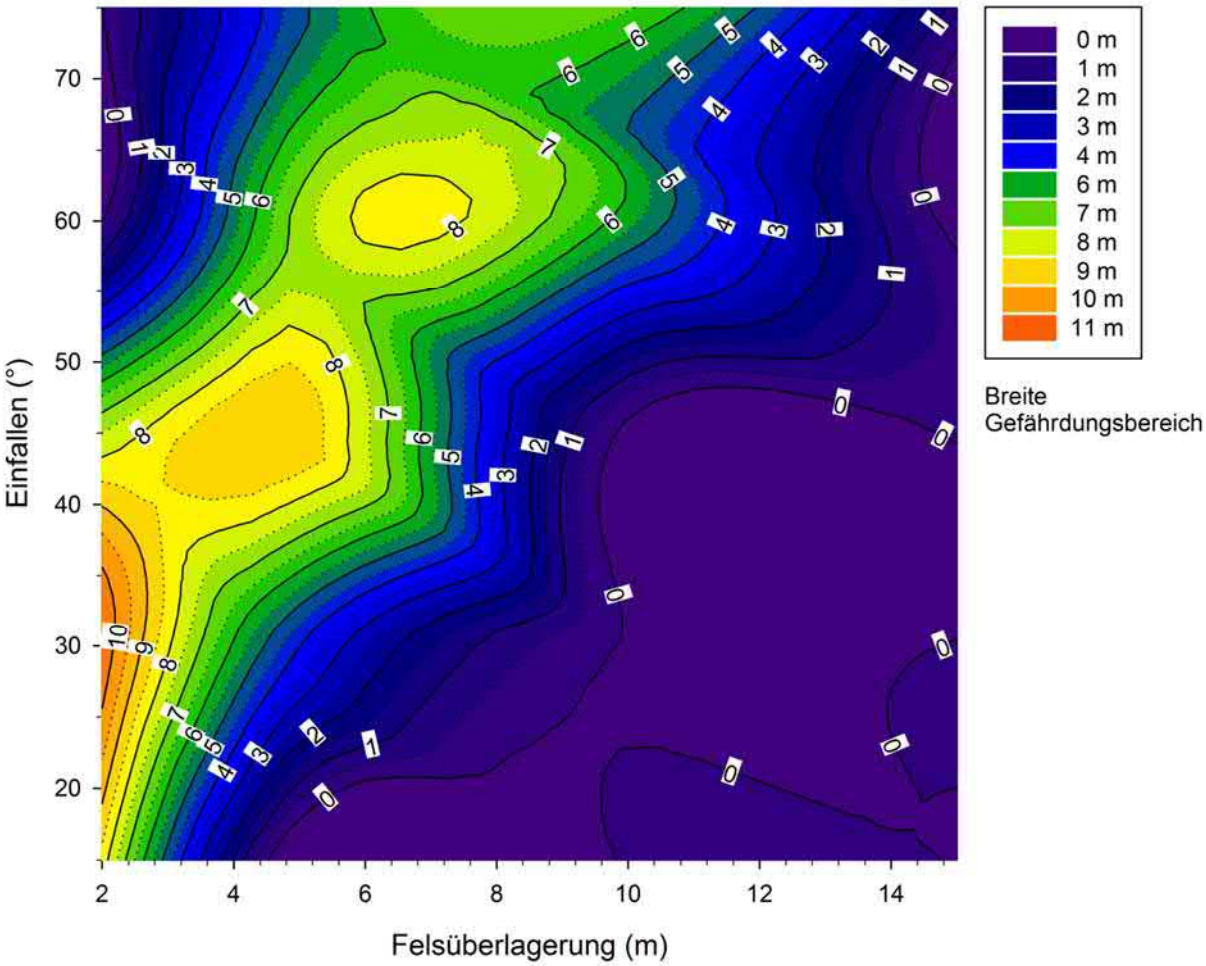


Abb. 163: Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie in Einfallsrichtung für φ = 30° in Abhängigkeit des Einfallens und der Felsüberlagerung

8.1.2 Vorgehensweise bei der Bewertung einer Altbergbausituation (flächenhafter Abbau) im Ruhrrevier

Dieses Kapitel beschreibt exemplarisch die Vorgehensweise bei der Bewertung einer Altbergbausituation (flächenhafter Abbau) im Ruhrrevier bei einem geringen Informationsniveau, d. h. es existieren keine Aufschlüsse oder geotechnische Erkundungsbohrungen. Das Beispielgebiet ist bei Bochum-Dahlhausen am Nordufer der Ruhr gewählt. Die einzigen Informationen sind die Bohrdatenbank des Geologischen Dienstes NRW (Abb. 164 und 165) sowie die Geologische Karte 4508 Essen samt Erläuterungen [15].

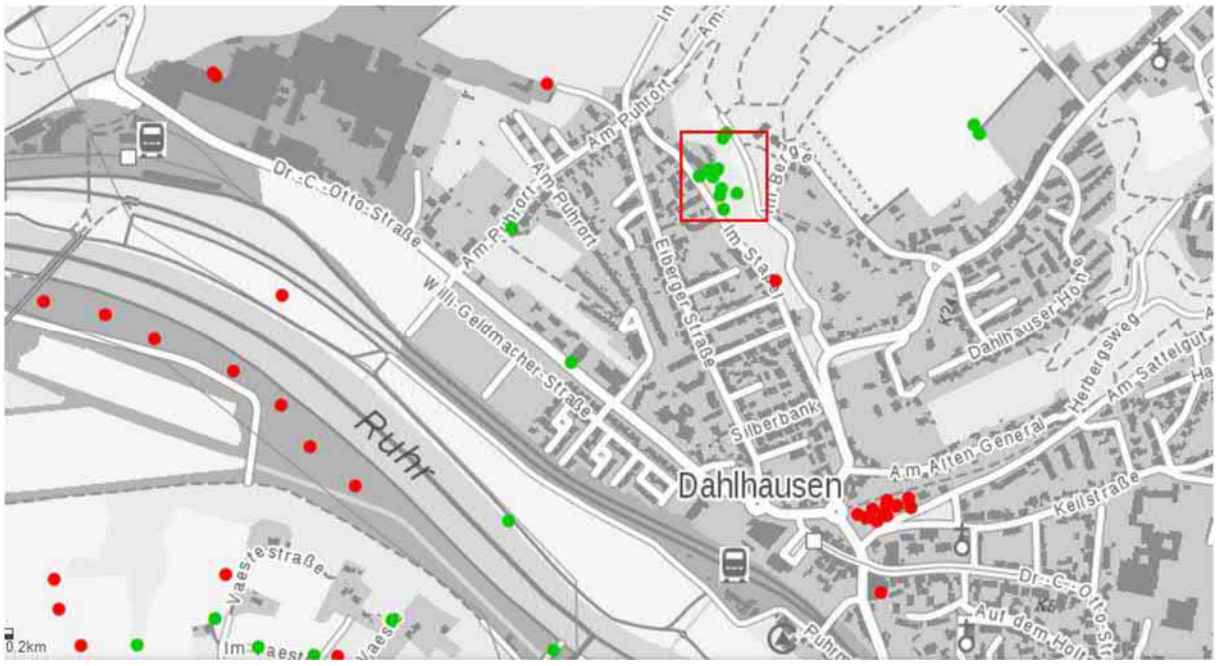


Abb. 164: Lage des Beispielgebietes (rotes Rechteck) in Bochum-Dahlhausen [14]

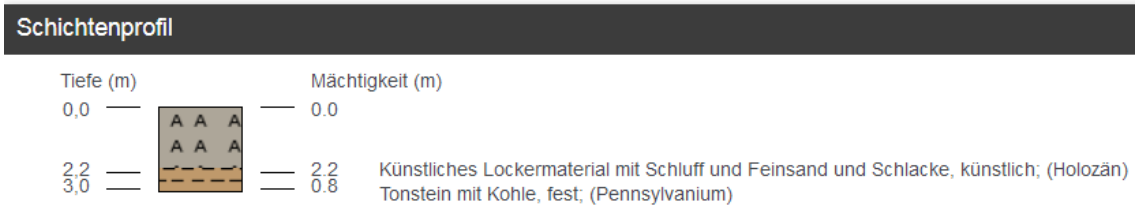


Abb. 165: Bohrprofil aus dem Beispielgebiet [14]

Dem Bohrprofil ist eine Lockergesteinsmächtigkeit von 2,2 m zu entnehmen. Ein Auszug aus der o. a. Geologischen Karte wird in der folgenden Abbildung 166 gezeigt. In der Legende zur Geologischen Karte (Insert unter der Geologischen Karte) wird das Gebirge den Bochumer Schichten des Westfal A zugeordnet. In der Geologischen Karte ist im Bereich des Beispielgebiets

das im Ruhrkarbon übliche SE-NW Streichen der Schichten sowie das Einfallen der Schichten mit 45° angegeben. Ein Geologisches Profil (Abb. 167) ist den Erläuterungen zur Geologischen Karte 4508 Essen beigefügt. Das Profil befindet sich ca. 1 km westlich des Beispielgebiets. Da keine Störungen zwischen Schnittlinie und dem Beispielgebiet ausgewiesen werden, ist dieses Profil auf das Beispielgebiet extrapolierbar. Im Profil ist die Generaler Mulde dargestellt. Der Südflügel der Mulde (vgl. Abb. 166) weist ein Einfallen von 45° auf.

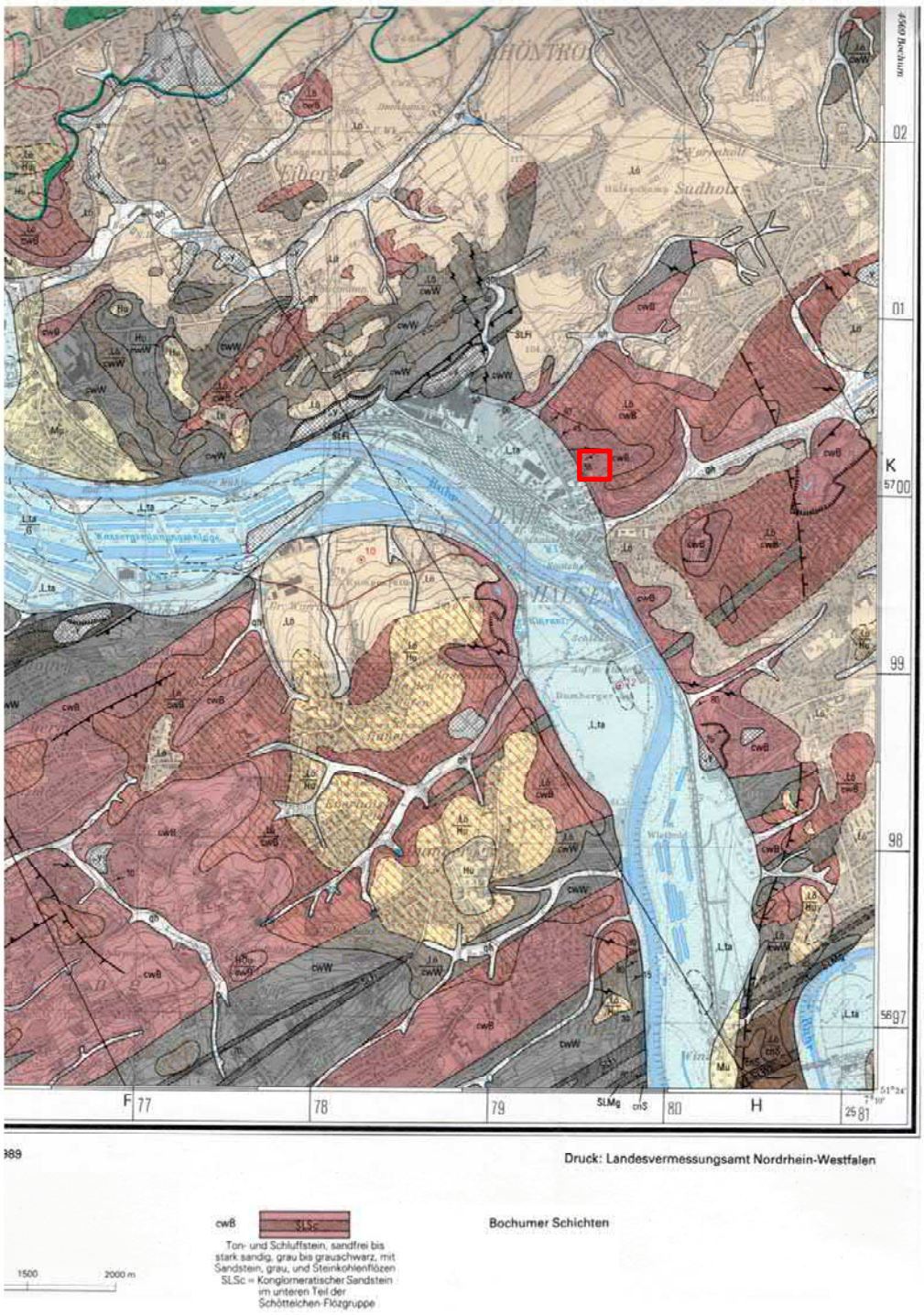


Abb. 166: Auszug aus der Geologischen Karte 4508 Essen [15]. (Beispielgebiet als rotes Rechteck)

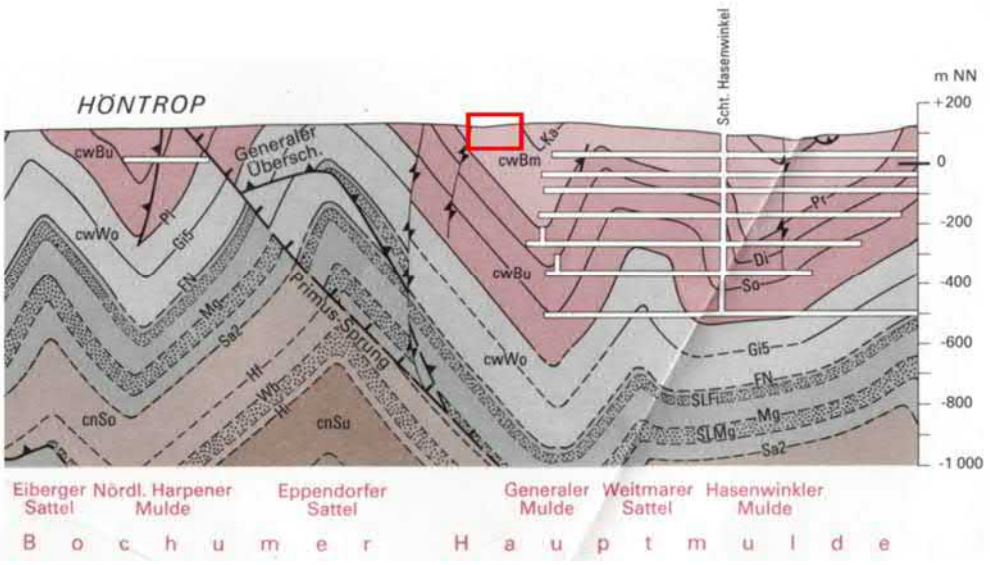


Abb. 167: Auszug aus dem Geologischen Profil in den Erläuterungen zur Geologischen Karte 4508 Essen [15]. (Beispielgebiet als rotes Rechteck)

Die grundsätzliche Situation eines geneigten flächenhaften Abbaus wurde im Kapitel 8.1.1 behandelt. Da keine ungünstigen geologischen Verhältnisse bekannt sind, kann das Systemmodell eines 45° geneigten flächenhaften Abbaus mit einem Reibungswinkel φ = 30° angewendet werden.

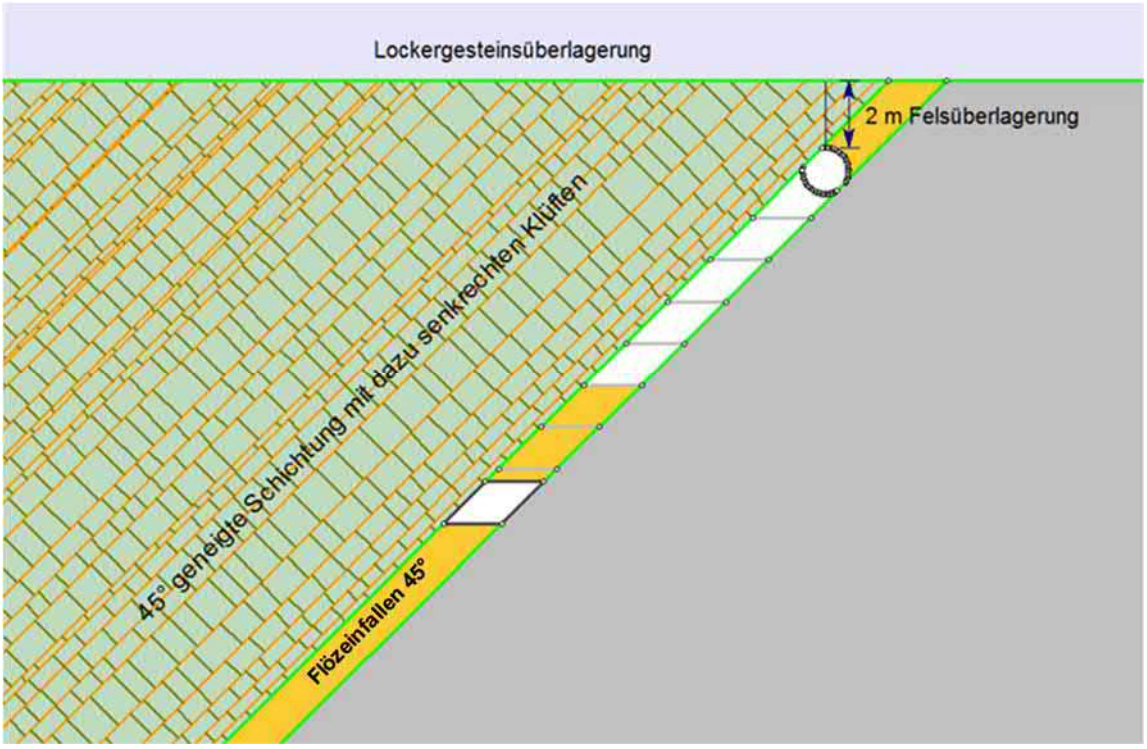


Abb. 168: Anwendung des Systemmodells für das Beispiel Ruhrrevier

Wie im Kapitel 8.1.1 (vgl. Abb. 154) hergeleitet, kann bei einer Felsüberlagerung von 2 m von einer maximalen flachen Länge des Abbaus von 5 m ausgegangen werden, bis die berechnete Verbruchzone die Felslinie erreicht (Abb. 169).

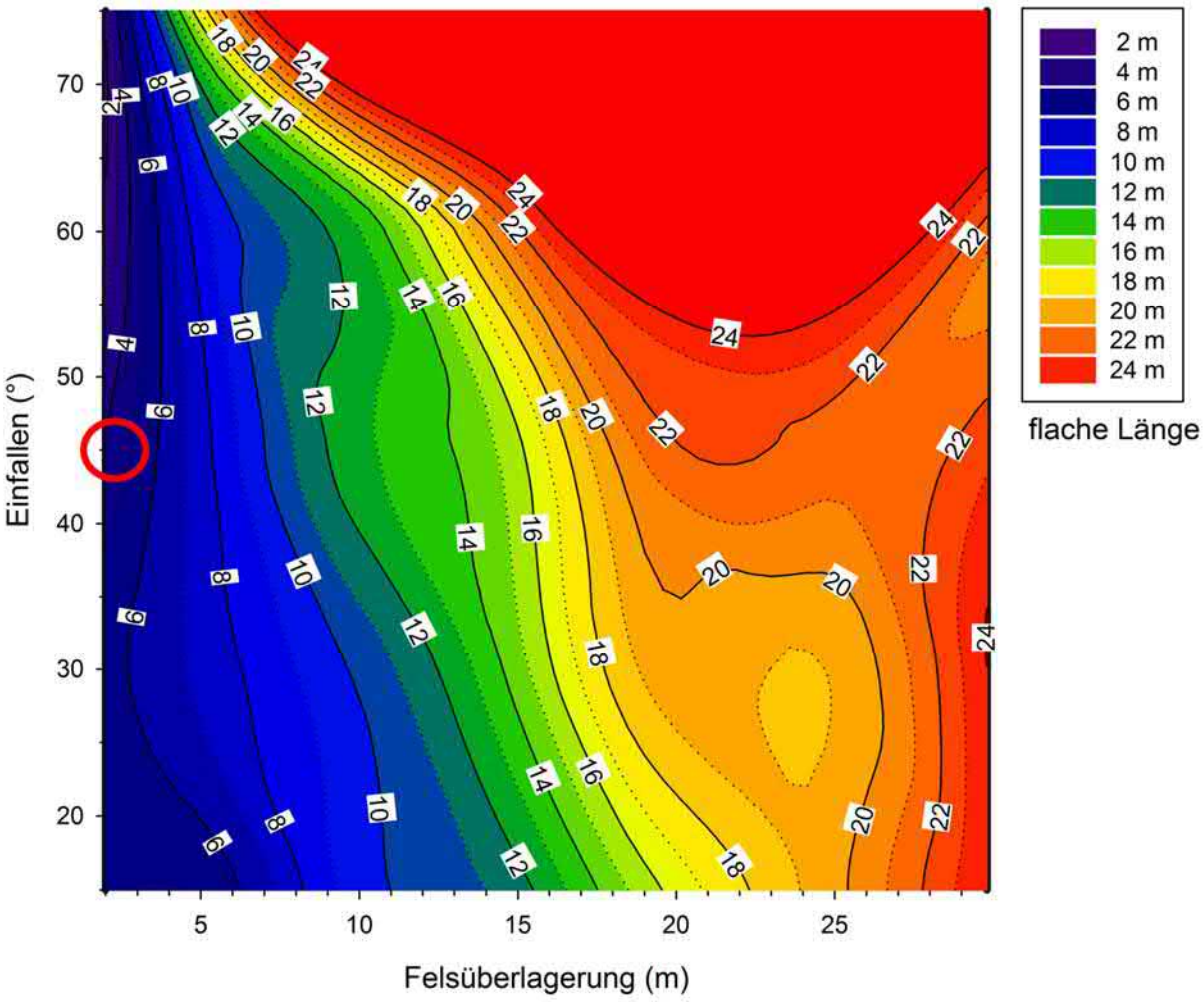


Abb. 169: Aus den Systemmodellen für das Ruhrrevier abgeleitete flache Länge des Abbaus bis die Verbruchzone die Felslinie erreicht. (Anwendungsbeispiel roter Kreis)

Die Breite des Gefährdungsbereichs der Felslinie in Einfallsrichtung des Flözes liegt bei ca. 8 m (Abb. 170). Der Hangendwinkel beträgt ca. 60° und der Liegendwinkel liegt bei ca. 105° (Abb. 156 und 157 in Kapitel 8.1.1). Die Teufe des Hohlraums in Bezug auf die Felslinie liegt somit bei 6 m. Damit kann die Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie im Streichen mit den Abbildungen 171 und 172 (entsprechen Abb. 150 und 152 in Kapitel 8.1.1) abgeschätzt werden.

In der höchsten Position des Hohlraums betragen Hangend- und Liegendwinkel ca. 83°, an der tiefsten Position ca. 64° (Abb. 171). Die Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie im Streichen beträgt über der höchsten Position des Abbaus 5 m und in der tiefsten Position 16 m (Abb. 172).

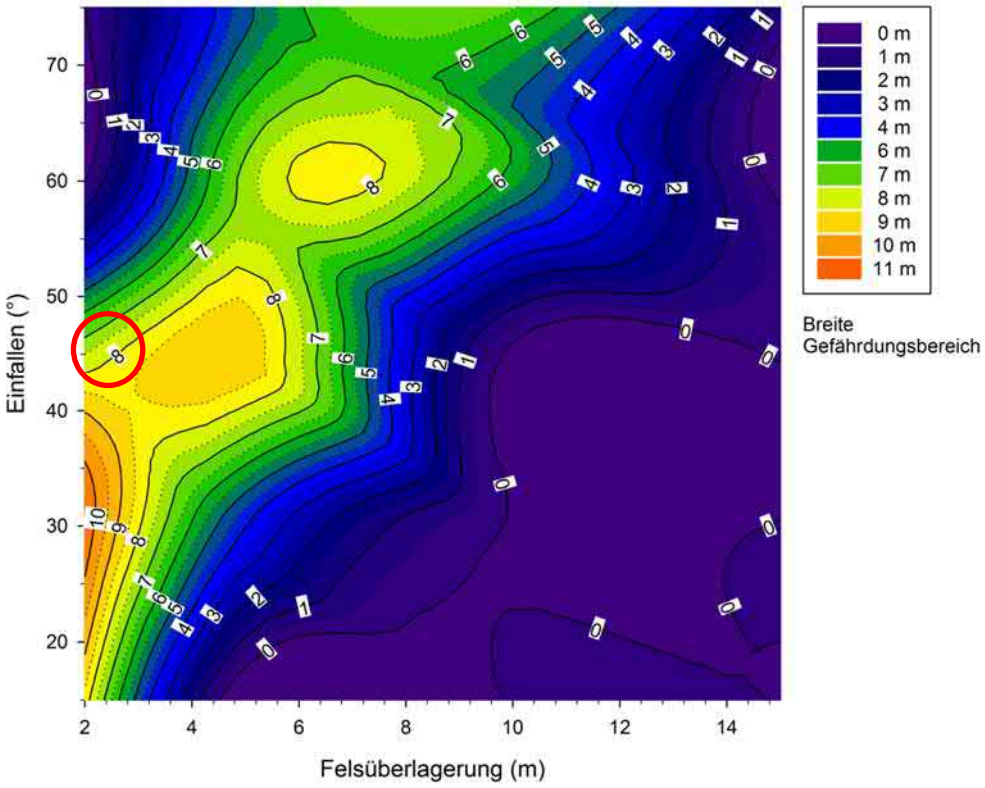


Abb. 170: Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie in Einfallsrichtung des Flözes

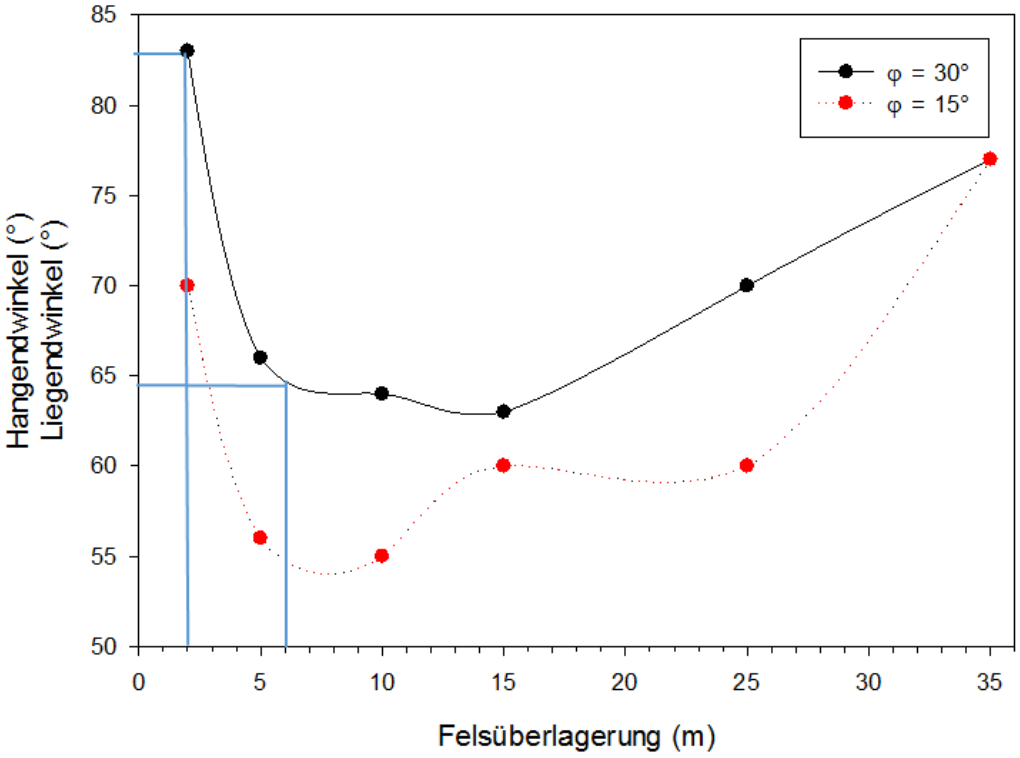


Abb. 171: Hangend- und Liegendwinkel im Streichen des Hohlraums

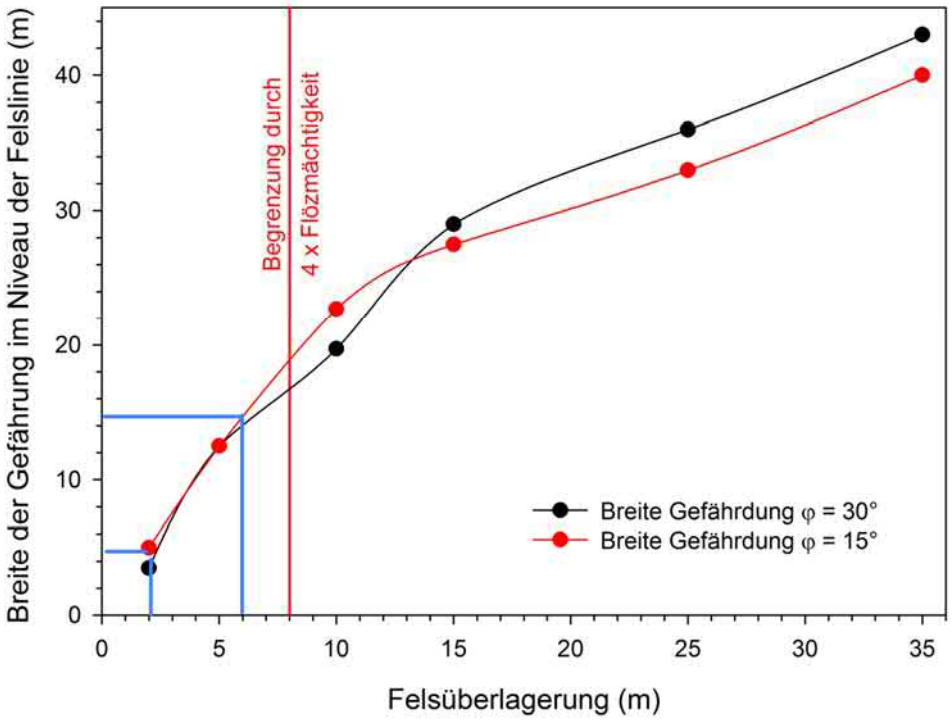


Abb. 172: Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie (im Streichen) für das Anwendungsbeispiel

8.2 Systemmodell Siegerland

8.2.1 Verbruchmechanismen und Gefährdung im Siegerland

Für den Bereich des Erzbezirks im Siegerland wurden die Daten der SATÖB-Datenbank, von geologischen und geotechnischen Gutachten und der Bohrdatenbank des GD NRW ausgewertet. Wie auch in den anderen Altbergbaugebieten ist die Datenlage unzureichend, so dass wieder ein Systemmodell erstellt wurde. Als Basisdaten dienten dazu Unterlagen des Tagesbruchs am Rosterberg in Siegen. Dort wurden zahlreiche Erkundungsbohrungen abgeteuft, von denen einige mit einem Televiewer befahren und dokumentiert wurden. Aus diesen Aufnahmen kann die jeweilige Orientierung der verschiedenen Trennflächensysteme extrahiert werden. Die Abbildung 173 zeigt eine Gegenüberstellung des Bohrprofils mit einer Televiewer-Aufnahme.

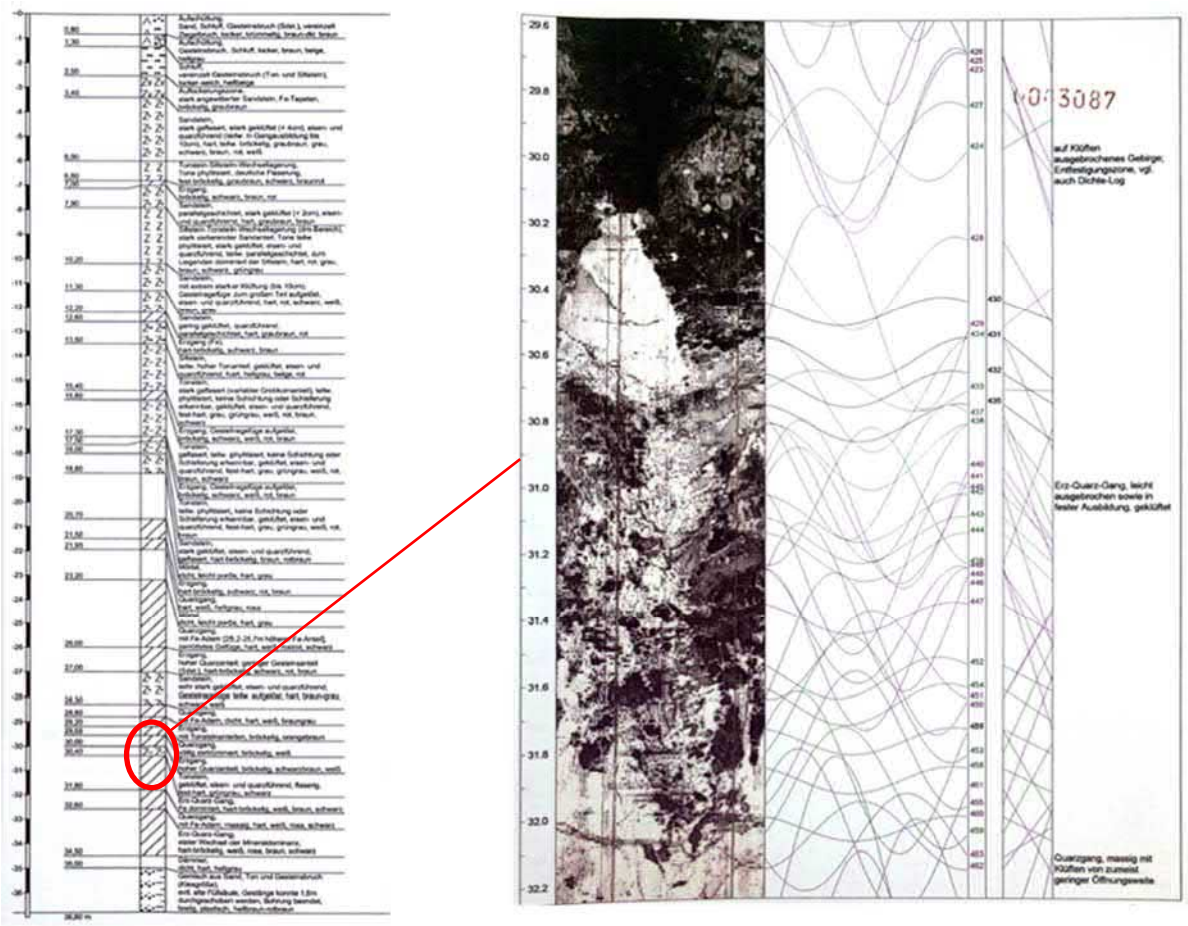
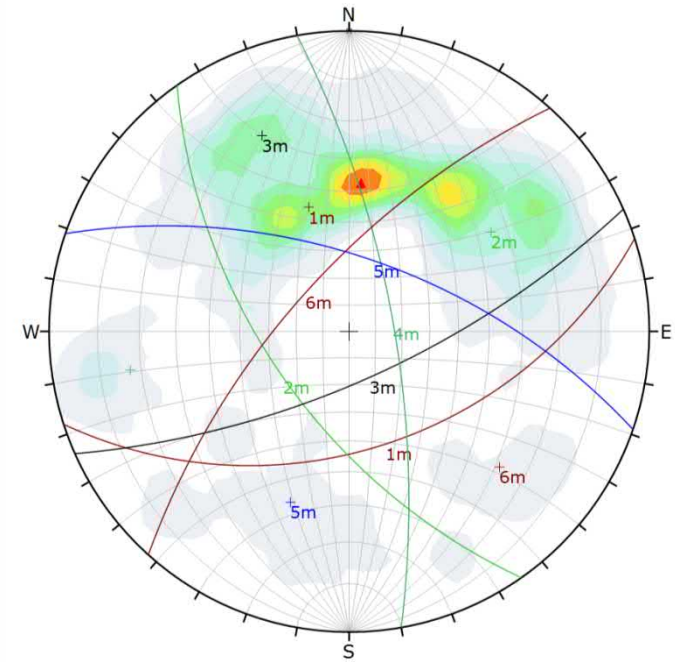


Abb. 173: Beispiel der Informationen aus Bohrung KB 5 in der Gläserstrasse, Siegen (links Bohrprofil, rechts Televiewer)

Die Trennflächen der Televiewer-Aufnahme (Abb. 173 rechts) wurden systematisch ausgewertet und in einer Lagenkugelprojektion dargestellt (Abb. 174). Das devonische Tonschiefergebirge ist stark zerklüftet und weist bis zu 30 Trennflächen je Bohrmeter auf (Abb. 175). Dominant sind Schichtung und Schieferung, die üblicherweise eine hohe Trennflächendichte aufweisen. Aus diesen Informationen wurde ein Systemmodell für den Altbergbau im Siegerland aufgebaut (Abb. 176). Das Versagen der Hangendschichten wird ausschließlich durch Überbeanspruchung der Scherfestigkeiten von Schichtung und Schieferung angenommen. Bei dem betrachteten Teufenbereich von max. 30 m wird kein spannungsbedingtes Versagen des Tonschiefers erwartet. Die Scherfestigkeit der Trennflächen wurde wieder mit den Reibungswinkeln $\varphi = 30°$ und $\varphi = 15°$ festgelegt. Ausgehend von einem ersten Hohlraum unter der vorgegebenen Felsüberlagerung wurde in 2 m Schritten der Abbau so lange in die Teufe entwickelt, bis die Verbruchzone die Felslinie erreicht. Dann wurden die flache Länge, Hangend– und Liegendwinkel bestimmt. Weiterhin wurde die Lage und die Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Felslinie aufgenommen (Abb. 177). Der Versagensbereich in den Liegendschichten wurde nicht betrachtet. Ebenso wird das Versagen der Gangfüllung nicht betrachtet, da dort keine Schichtung und Schieferung auftreten.



	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
1m		47	162	Schieferung
2m		60	235	Querklüftung1
3m		71	156	Schichtung
4m		73	80	Querklüftung 2
5m		62	19	Diagonalklüftung
6m		68	312	Diagonalklüftung

Abb. 174: Lagenkugelprojektion der Trennflächen aus Bohrung KB 5

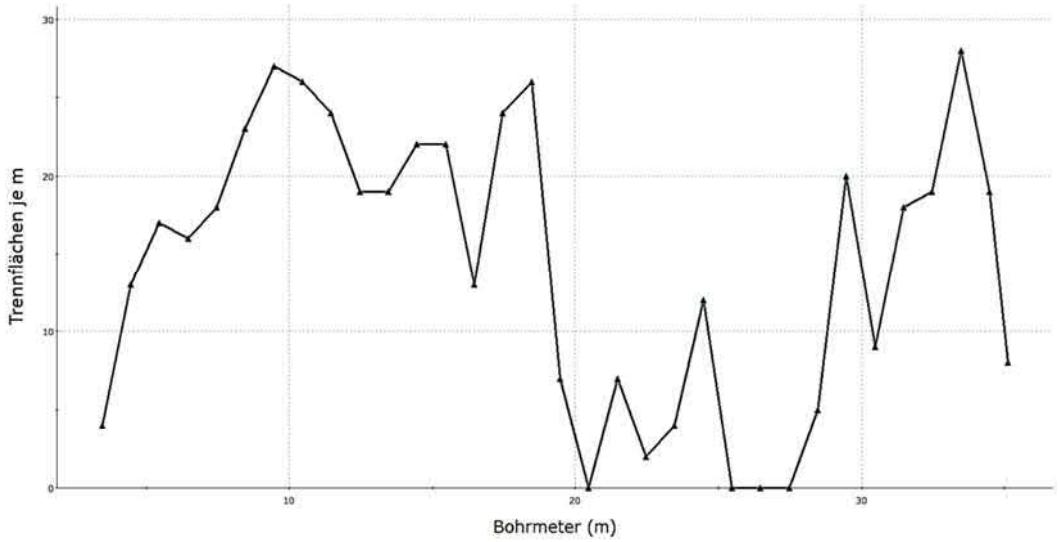


Abb. 175: Trennflächen je Bohrmeter (Bohrung KB 5)

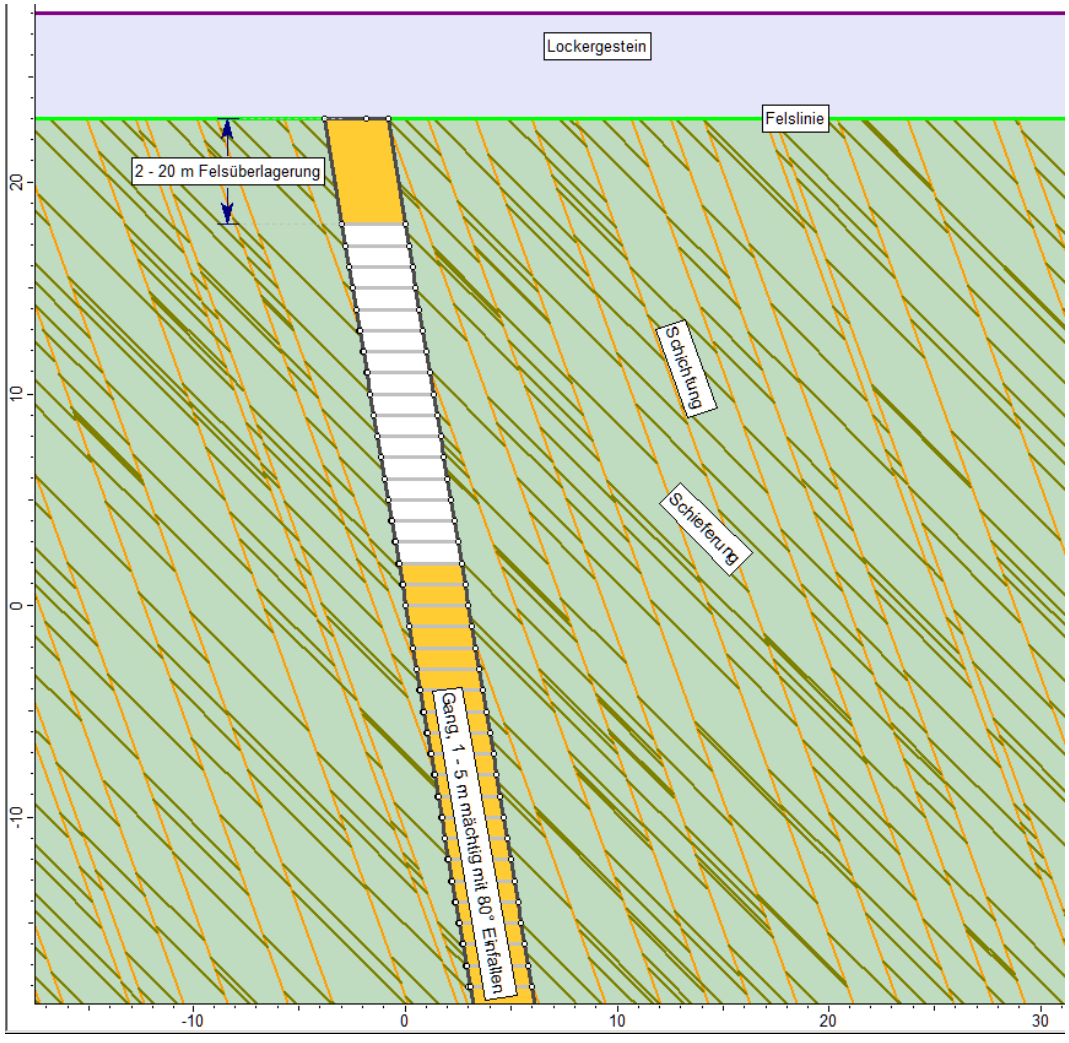


Abb. 176: Systemmodell Siegerland

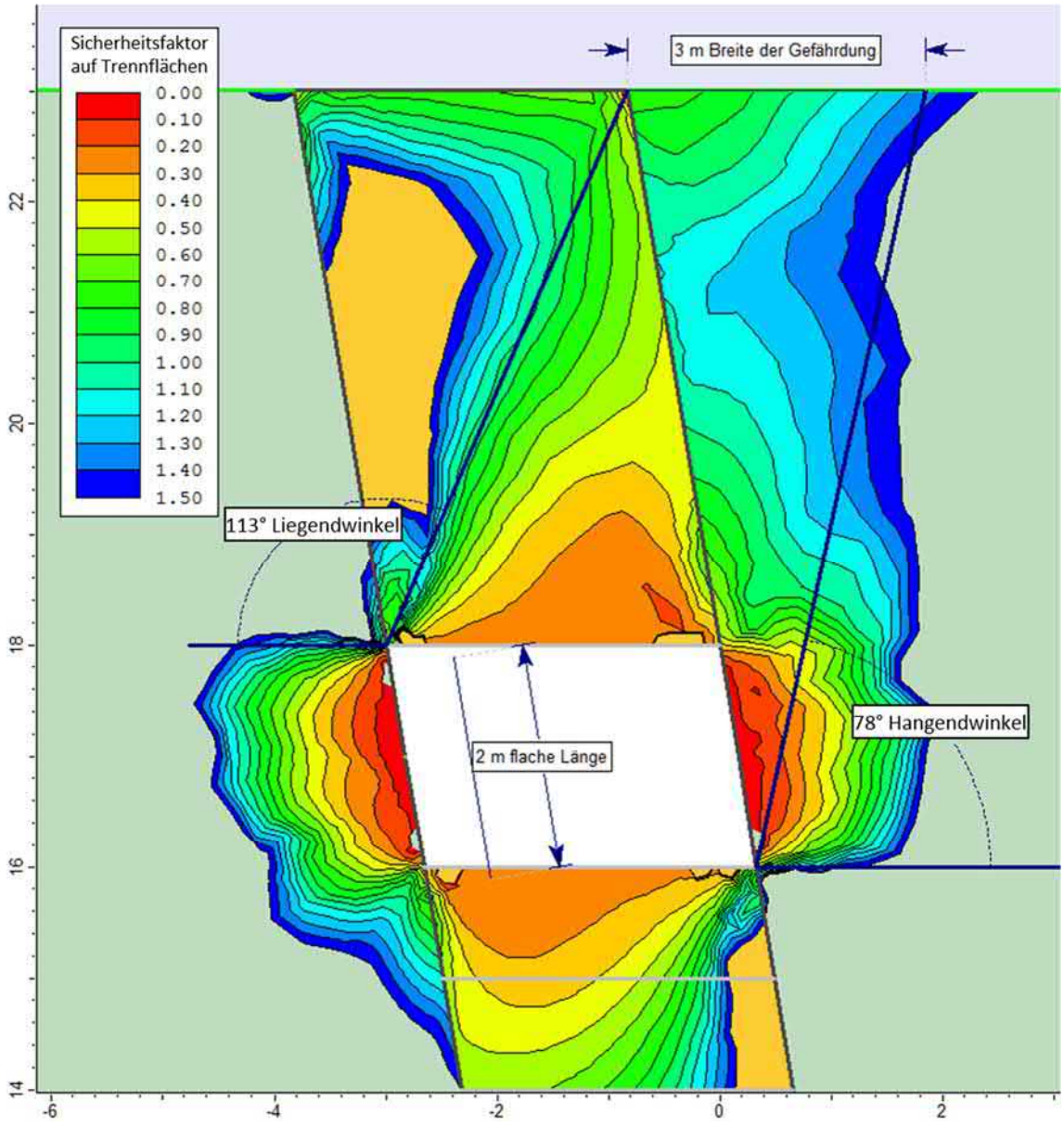


Abb. 177: Beispiel für die Ergebnisse der Berechnungen des Systemmodells Siegerland

Bei den Berechnungen wurde die Gangmächtigkeit zwischen 1 m und 5 m in jeweils 1 m-Schritten variiert. Ebenfalls wurde die Felsüberlagerung zwischen 3 m und 30 m variiert. Die Ergebnisse der Berechnungen der flachen Länge sind in den folgenden Abbildungen 178 bis 181 dargestellt. Bei einem Reibungswinkel der Trennflächen von φ = 30° erreichen die überbeanspruchten Trennflächen ab einer Felsüberlagerung von mehr als 10 m nicht mehr das Niveau der Felslinie. Bei einem Reibungswinkel der Trennflächen von φ = 15° erreichen die überbeanspruchten Trennflächen ab einer Felsüberlagerung von 20 m nicht mehr das Niveau der Felslinie.

Die ermittelten Hangend- und Liegendwinkel für die verschiedenen Gangmächtigkeiten und Felsüberlagerungen sind in den Tabellen 32 und 33 zusammengefasst. Erreicht der Verbruchbereich das Niveau der Felslinie, dann ist der Gefährdungsbereich immer in Fallrichtung des Ganges zu finden. Mit zunehmender Felsüberlagerung entfernt sich der Verbruchbereich vom Ausbiss des Ganges. Dies ist in Abbildungen 180 und 181 dargestellt.

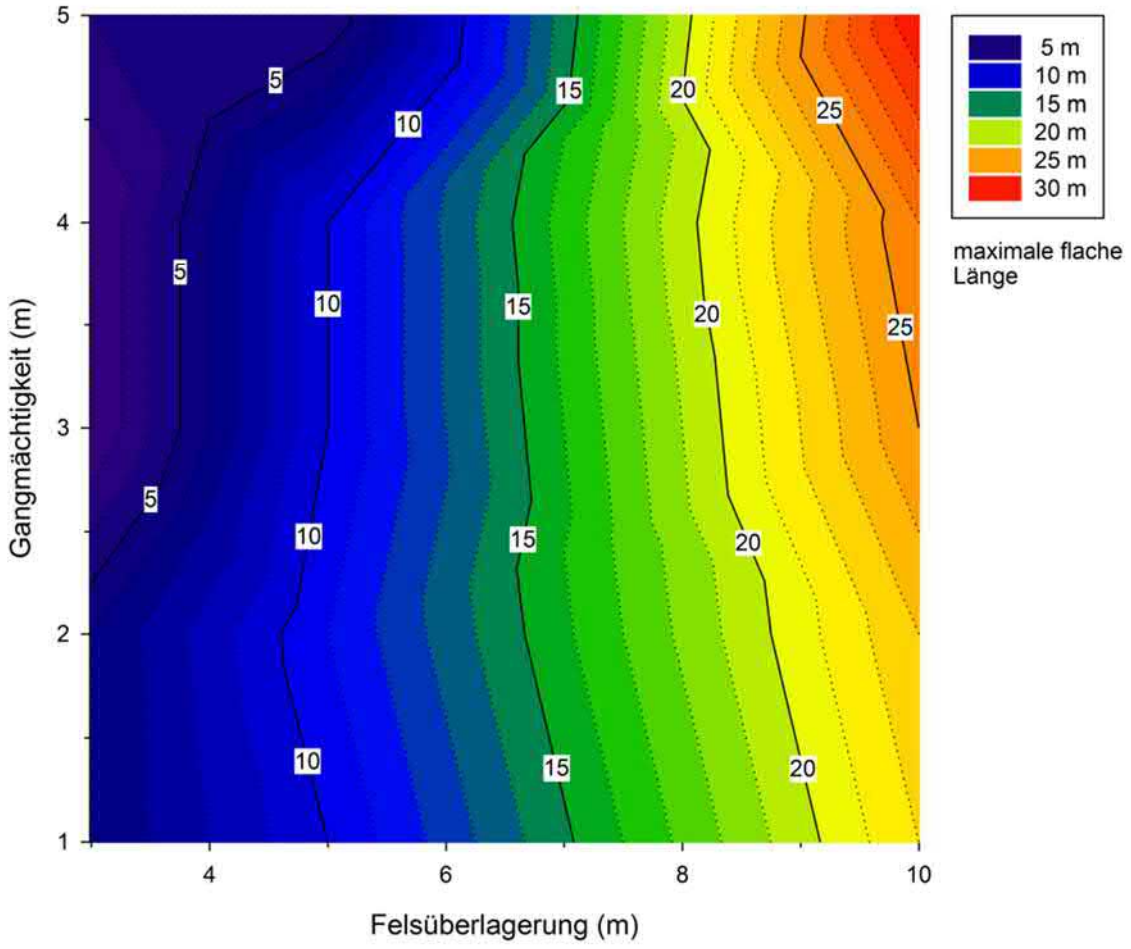


Abb. 178: Maximale flache Länge als Funktion von Felsüberlagerung und Gangmächtigkeit bei φ = 30°

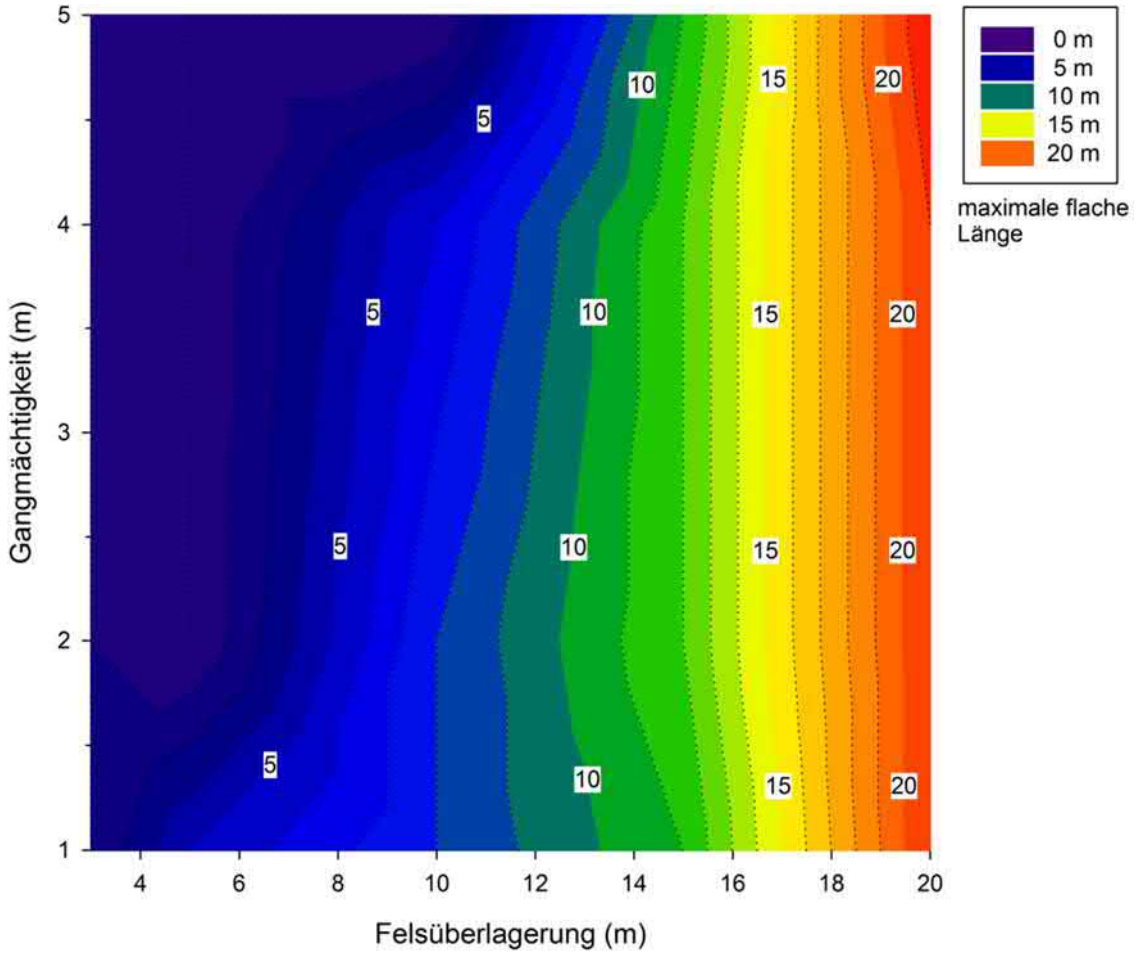


Abb. 179: **Maximale flache Länge als Funktion von Felsüberlagerung und Gangmächtigkeit bei φ = 15°**

Tab. 32: **Hangend – und Liegendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Gangmächtigkeit bei φ = 30°**

		Gangmächtigkeit (m)				
Überlagerung (m)		1	2	3	4	5
3	HW	70°	70°	80°	83°	85°
	LW	137°	137°	124°	124°	119°
5	HW	70°	71°	71°	73°	75°
	LW	136°	138°	137°	140°	115°
10	HW	72°	75°	75°	76°	77°
	LW	137°	139°	139°	139°	140°

Tab. 33: Hangend – und Liegendwinkel als Funktion von Felsüberlagerung und Gangmächtigkeit bei φ = 15°

		Gangmächtigkeit (m)				
Überlagerung (m)		1	2	3	4	5
3	HW	80°	80°	69°	69°	75°
	LW	100°	100°	80°	80°	80°
5	HW	60°	100°	80°	122°	116°
	LW	117°	80°	103°	79°	75°
10	HW	63°	64°	66°	71°	80°
	LW	118°	120°	118°	102°	108°
15	HW	63°	65°	66°	66°	80°
	LW	112°	123°	124°	122°	100°
20	HW	79°	70°	70°	71°	72°
	LW	126°	131°	127°	132°	129°

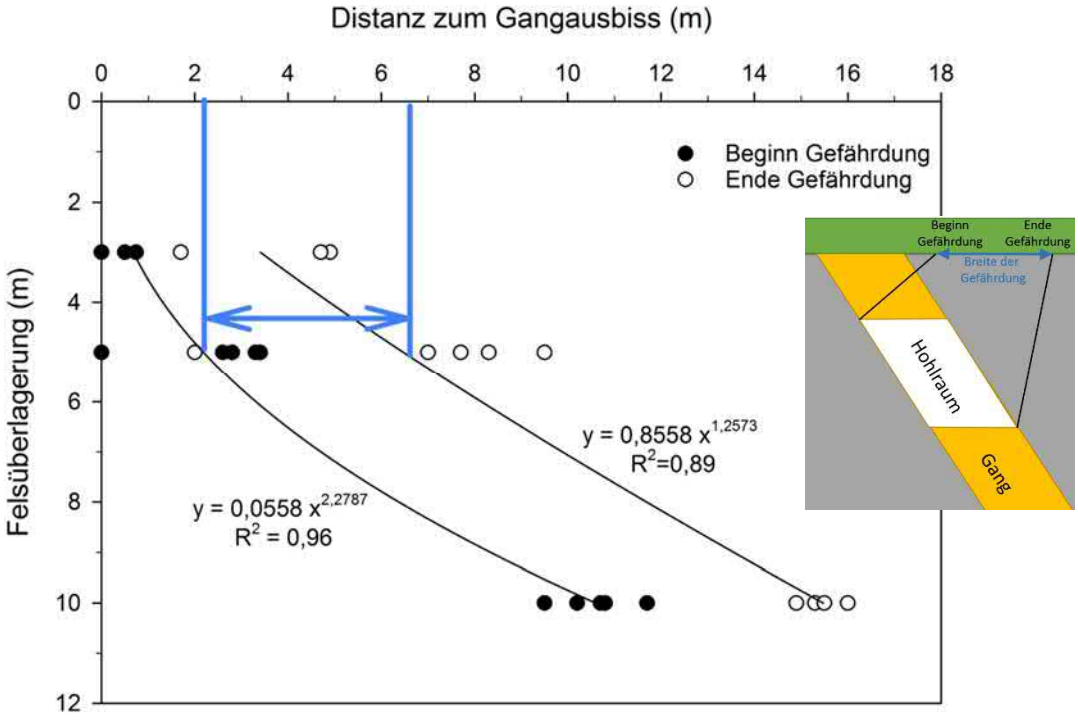


Abb. 180: Beginn und Ende der Gefährdung der Felslinie als Funktion der Felsüberlagerung bei φ = 30°

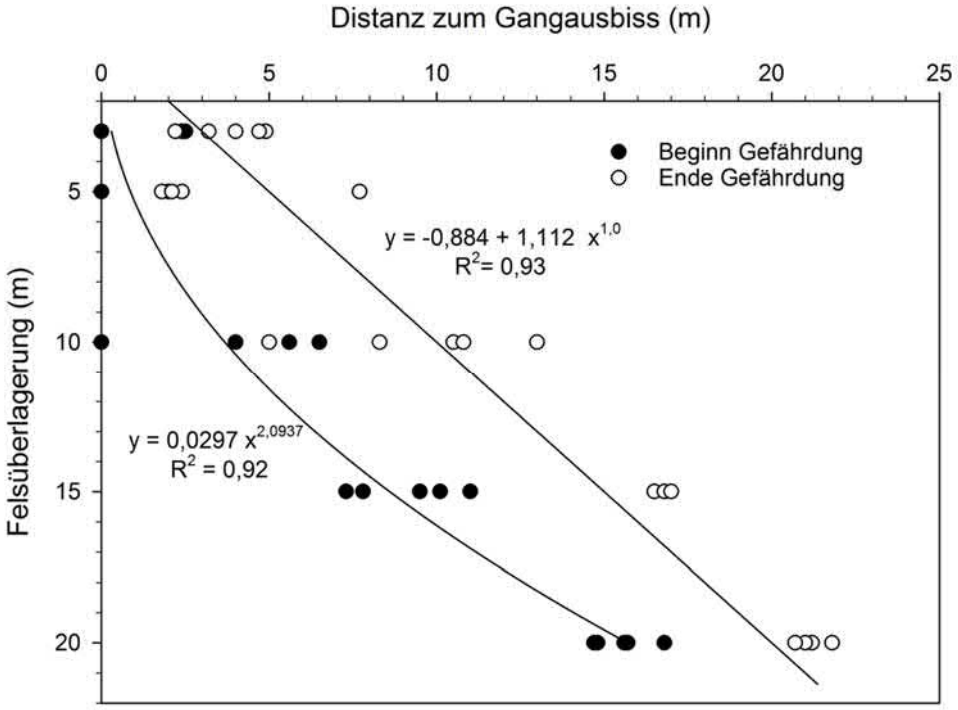


Abb. 181: Beginn und Ende der Gefährdung der Felslinie als Funktion der Felsüberlagerung bei φ = 15°

8.2.2 Vorgehensweise bei der Bewertung einer Altbergbausituation (Abbau Ganglagerstätte) im Siegerland

Dieses Kapitel beschreibt die Vorgehensweise zur Bewertung einer Altbergbausituation in einer Ganglagerstätte in Siegen–Rosterberg (Abb. 182). Die im Kapitel 8.2.1 vorgestellte Methodik baut auf der Kenntnis der Orientierung von Schichtung und Schieferung auf. Die dort vorgestellten Darstellungen über flache Längen, Hangend- und Liegendwinkel als Funktion der Felsüberlagerung **gelten nur für die Verhältnisse am Rosterberg**, d. h. für die dort vorhandene Orientierung von Schichtung und Schieferung in Bezug zum Gang.

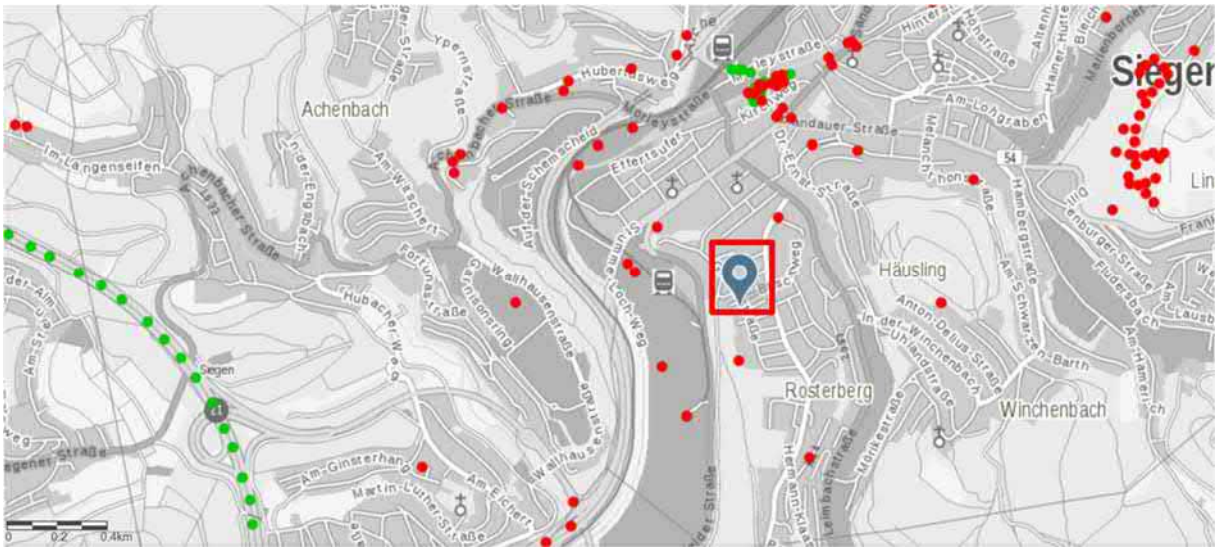


Abb. 182: Lage des beispielhaften Altbergbaus (rotes Rechteck) in Siegen-Rosterberg [14]

Bei diesem beispielhaften Altbergbau handelt es sich um einen Abbau auf einem mit 80° nach SE einfallenden Gang. Der Gang hat eine Mächtigkeit von 3 m und die Felsüberlagerung beträgt 5 m. Bei den Nebengesteinen handelt es sich um Tonschiefer (untergeordnet sandige Tonschiefer und Sandsteine) der mittleren Siegener Schichten (Mitteldevon). In der dortigen tektonischen Situation, im südlichen Bereich des Siegener Hauptsattels, fallen die Schichten mit 70° nach SE und die Schieferung mit 45° nach SE ein (Abb. 183).

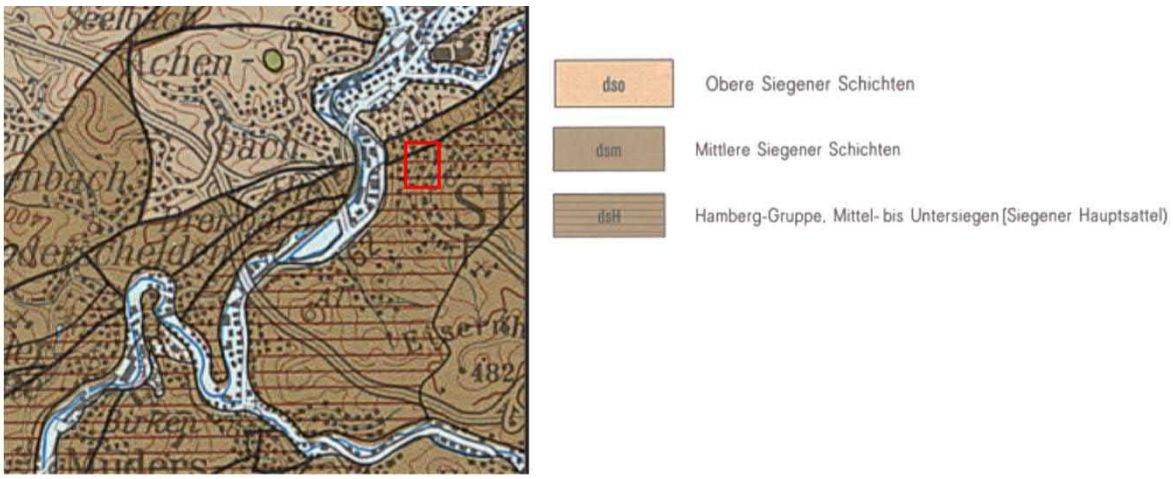


Abb. 183: Auszug aus der Geologischen Karte CC 5510 Siegen [15] (Beispielgebiet als rotes Rechteck)

Die Scherfestigkeit der Trennflächen (Schichtung und Schieferung) wird mit einem Reibungswinkel $\varphi = 30°$ angenommen. Das Modell ist in der folgenden Abbildung 184 dargestellt.

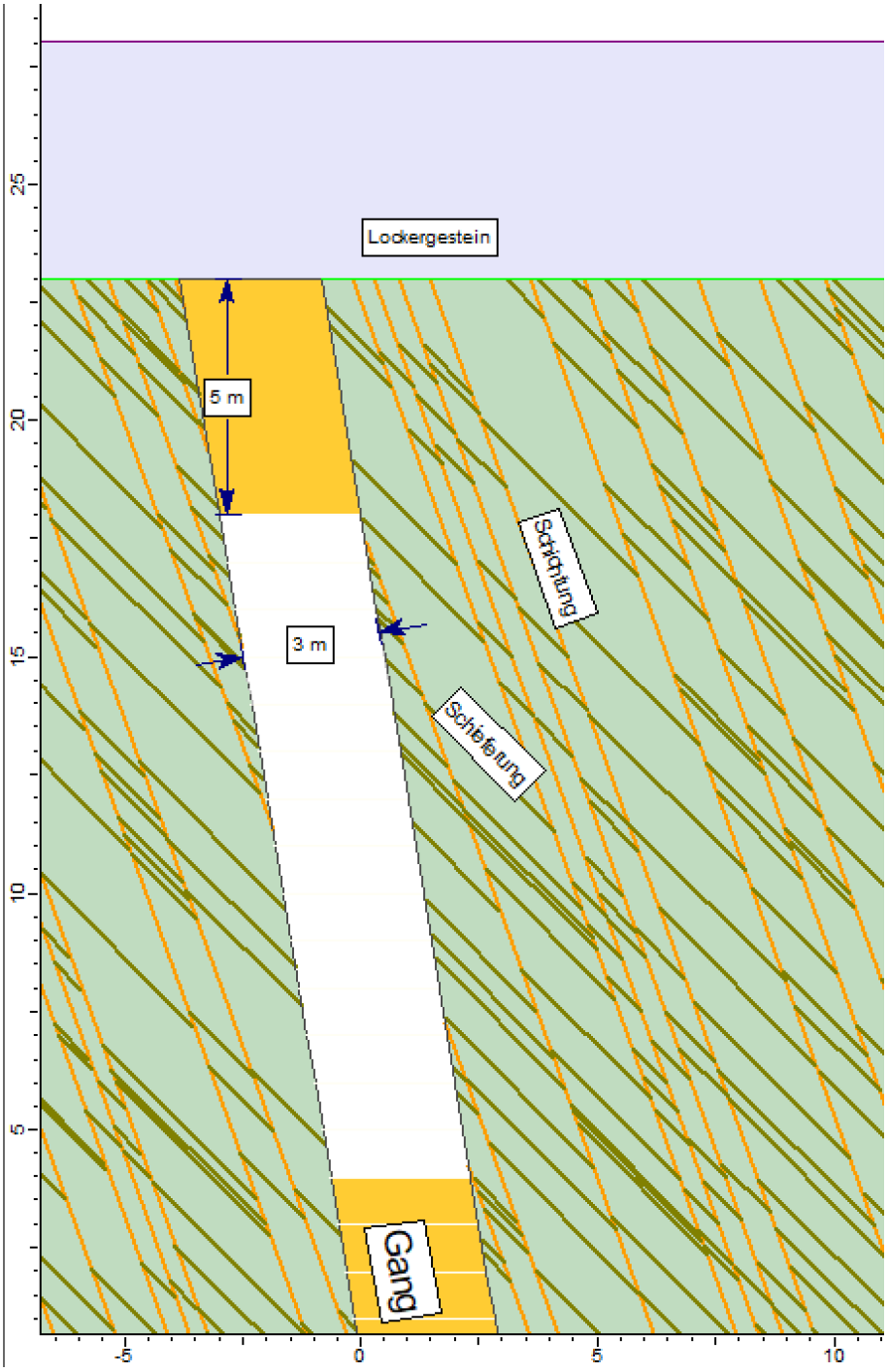


Abb. 184: Beispielmodell für Altbergbau im Siegerland

Für einen solchen Abbau ist eine flache Länge von 10 m zu erwarten (Abb. 185).

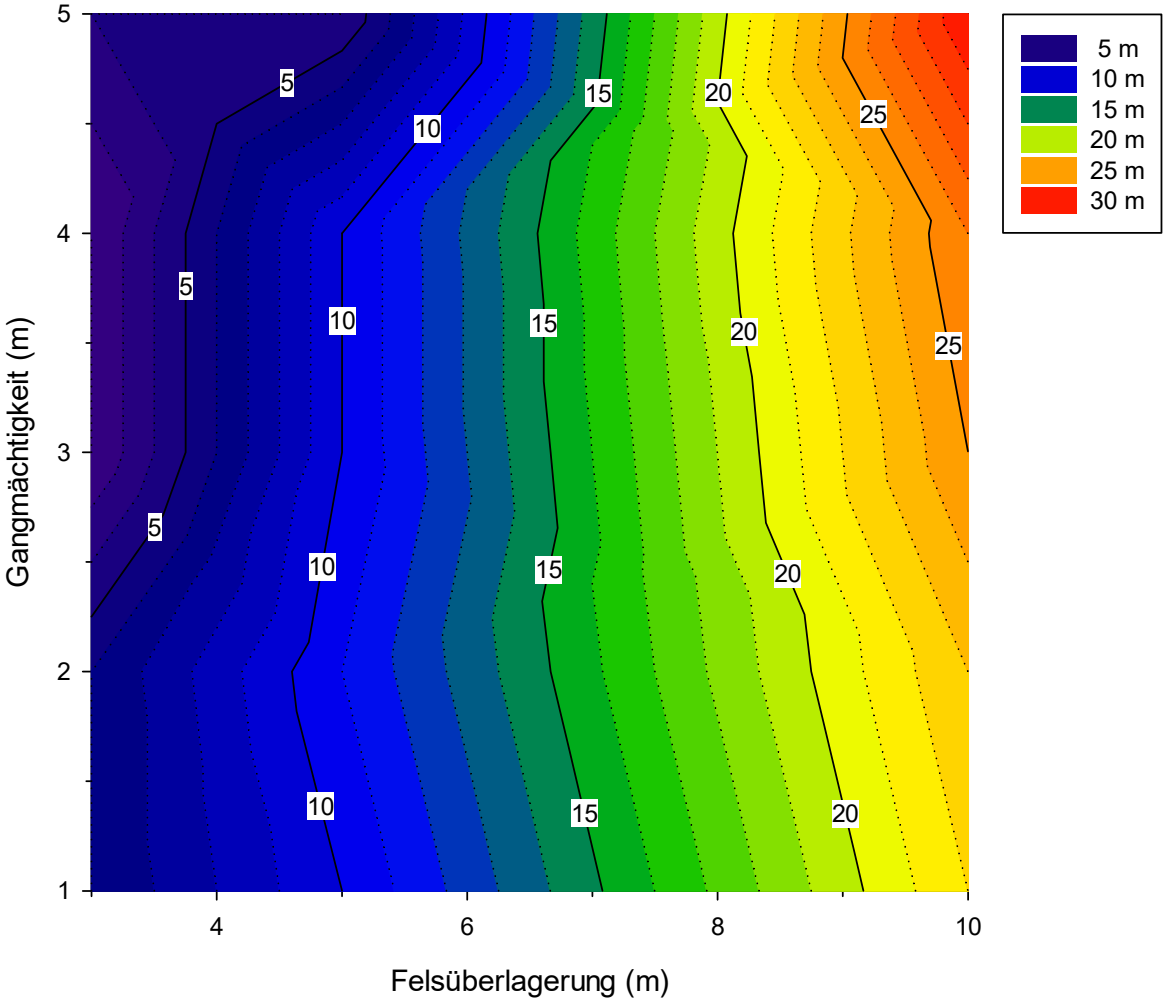


Abb. 185: Flache Länge ≈ 10 m für das Beispielmodell Siegerland (Gangmächtigkeit 3 m, Felsüberlagerung 5 m)

Die Gefährdung der Felslinie ist in Einfallsrichtung in einer Entfernung von 2 m bis 6,5 m vom Ausbiss zu erwarten (Abb. 186 und 187).

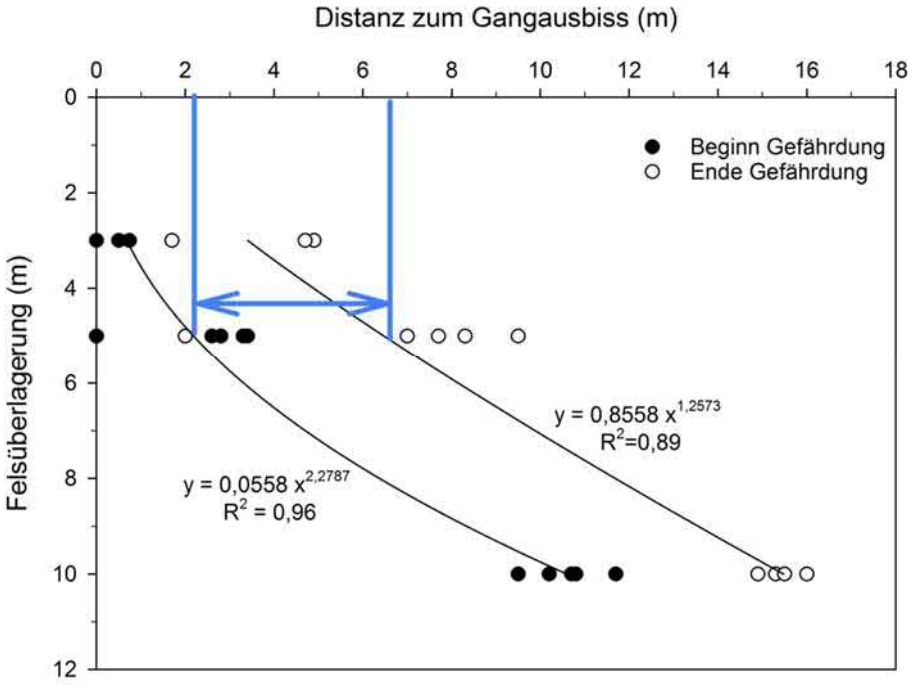


Abb. 186: Gefährdung der Felslinie für das Beispiel Siegerland

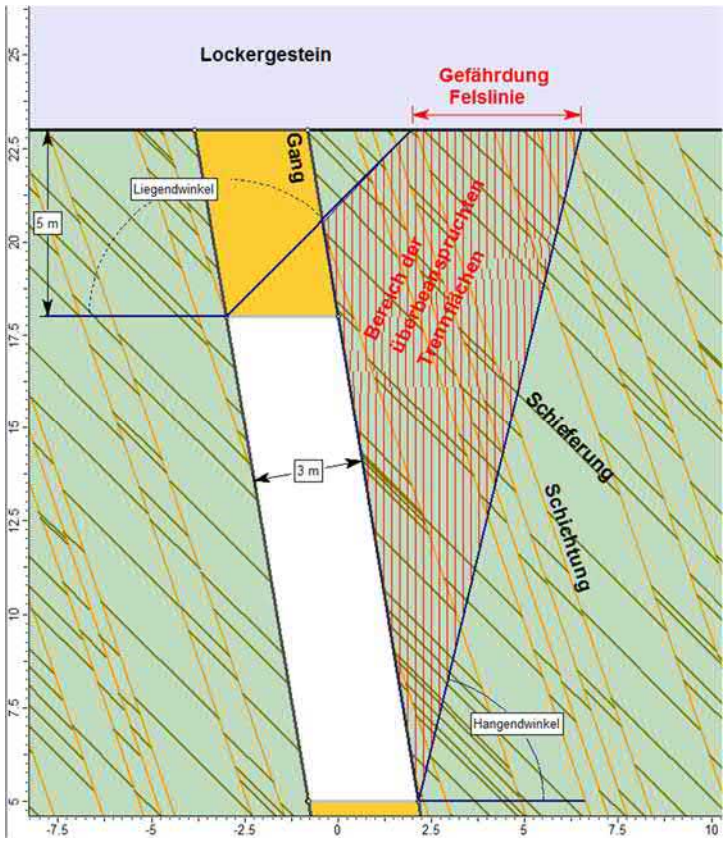


Abb. 187: Gefährdung der Felslinie durch einen Gangbergbau mit einer flächen Länge von 10 m

8.3 Systemmodell Münsterland

Der Strontianitabbau ist im südlichen Münsterland umgegangen. Insgesamt sind 117 Tagesöffnungen bekannt, von denen keine das Karbon erreicht hat, davon allein 20 Schächte im Raum Ahlen. Hierbei handelt es sich um Grundeigentümerbergbau.

8.3.1 Verbruchmechanismen beim Strontianitbergbau im Münsterland

Details des Strontianitabbaus im Münsterland sind in der Publikation von Dölling & Lenz [137] dargestellt (siehe Kapitel 2.10). Die Wiederholung in den folgenden Ausführungen dient der besseren Nachvollziehbarkeit des Systemmodells Münsterland, mit dem die Situation im Bereich des Schachts Bernhard auf eine Gefährdung an der Tagesoberfläche untersucht werden soll.

Die an Störungen in der Kreide gebundene Lagerstätte weist Gangbreiten von maximal 3 – 4 m auf, überwiegend treten Mächtigkeiten von nur 0,25 – 0,5 m auf. Die Gänge fallen steil mit 65° bis 80° ein.

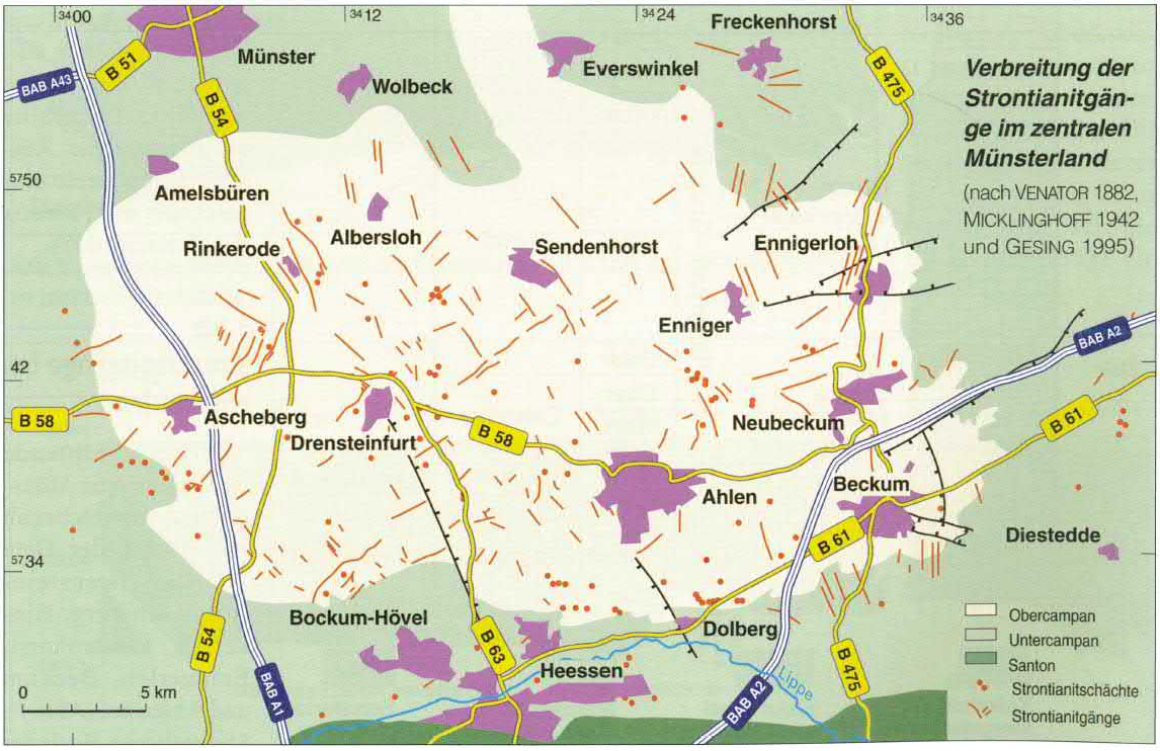


Abb. 188: Verbreitung der Strontianitgänge im zentralen Münsterland [137]

Dölling & Lenz [137] und Menzel [139] beschreiben den Aufschluss der Lagerstätte am Beispiel des Schachts Bernhard bei Drensteinfurt – Ahlen (Abb. 189). Über 10 – 35 m tiefe, vertikale Haspelschächte (1 m x 2 m Querschnittsfläche), die in regelmäßigen Abständen im Streichen des Strontianitgangs abgeteuft wurden, wurde die Lagerstätte aufgeschlossen. Die Vorrichtung der Gänge erfolgte dann in der Regel durch 1,6 m hohe und 1,3 m breite Strecken, die im Gang streichend aufgefahren wurden. Der Abbau erfolgte firstenbauartig rückwärts auf den Schacht zu. So wurde im Streichen der Gänge flächenhafter Abbau betrieben.

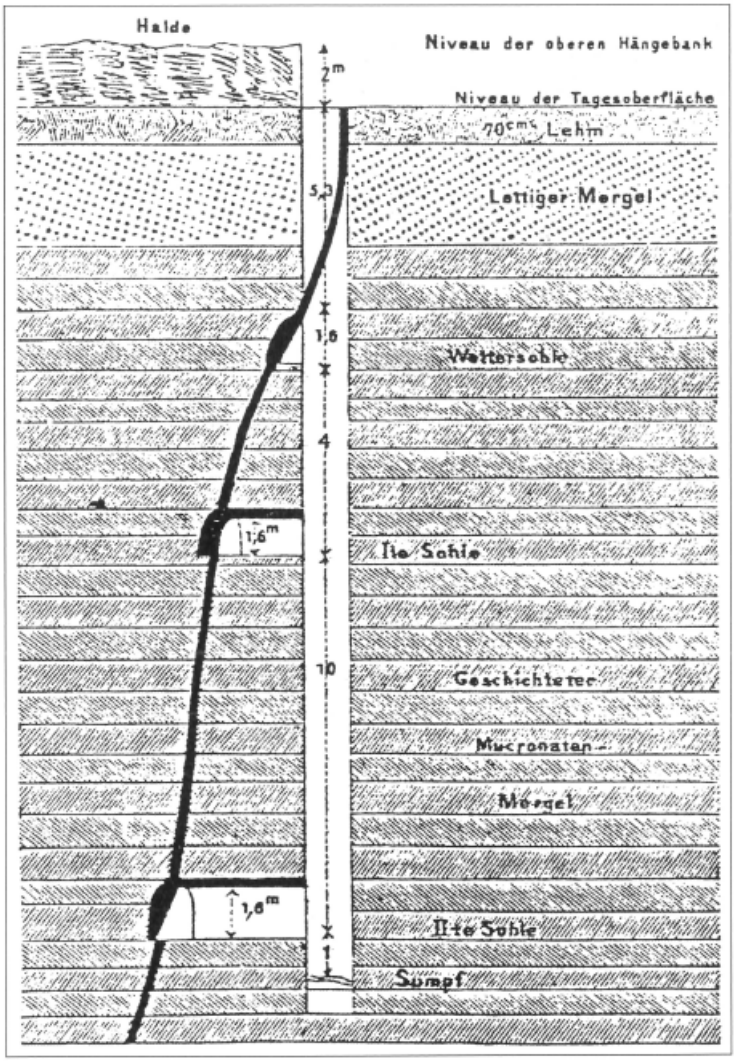


Abb. 189: Profil des Schachts Bernhard bei Ahlen – Drensteinfurt [137]

Unter holozänen und pleistozänen Sedimenten stehen die Gesteine des Campans an. Diese umfassen Kalksteine, Mergelkalksteine, Kalkmergelsteine und Tonmergelsteine. Die Lagerung der Gesteine ist generell söhlig, lokal tritt auch geneigte Lagerung durch Turbidite, Tempestite und

submarine Rutschungen auf. Nach Bock [136] ist von Reibungswinkeln auf den Trennflächen zwischen 30° und 35° auszugehen. Nach Untersuchungen der Ruhr-Universität Bochum sind folgende geotechnischen Kennwerte für diese Schichten repräsentativ:

Tab. 34: Kennwerte der oberflächennahen Schichten des Campan

Wichte γ des Gebirges	γ = 23 kN /m^3
Kohäsion c des Gebirges	c = 100 kN/m^2
Reibungswinkel φ des Gebirges	φ = 25°
Elastizitätsmodul E des Gebirges	E = 500 MN/m^2
Poissonzahl ν des Gebirges	ν = 0,3
Spitzenreibungswinkel φ_P der Trennflächen	φ_P = 35° [136]
Restreibungswinkel φ_R der Trennflächen	φ_R = 30° [136]

Für die in Abbildung 189 dargestellte Situation wurde mit den Kennwerten aus Tabelle 34 ein numerisches Modell erstellt (Abb. 190).

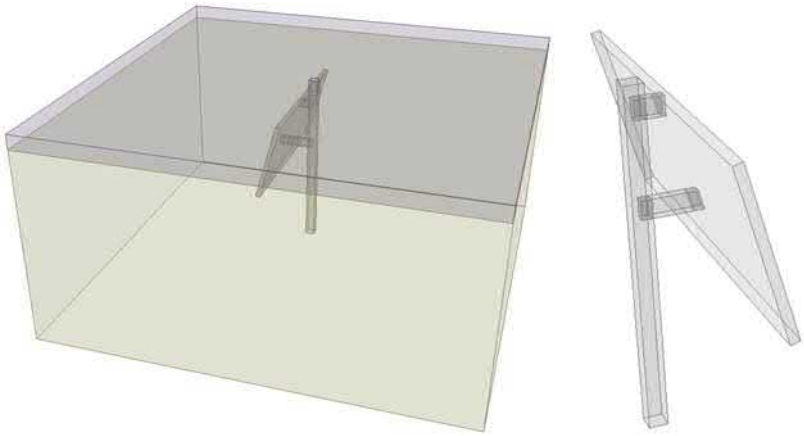


Abb. 190: 3D-Ansichten des Grubengebäudes „Schacht Bernhard“, Geometrie aus Abbildung 189

In den Auswertungen der Modellberechnungen (Abb. 191 und Abb. 192) ist zu erkennen, dass der flächenhafte Abbau zum Versagen des Hangenden führt. Die Deformationen sind über dem Abbau am größten. Wegen der geringen Abbauhöhe von < 0,5 m und unter Beachtung eines ungünstigen Auflockerungsfaktors von 1,25 ist mit einem Totlaufen des Verbruchs nach 4 x Abbauhöhe = 2 m zu rechnen. Der Verbruch mag die Felslinie erreichen, jedoch ist bei genügender Quartärüberdeckung von keiner Tagesbruchgefahr auszugehen.

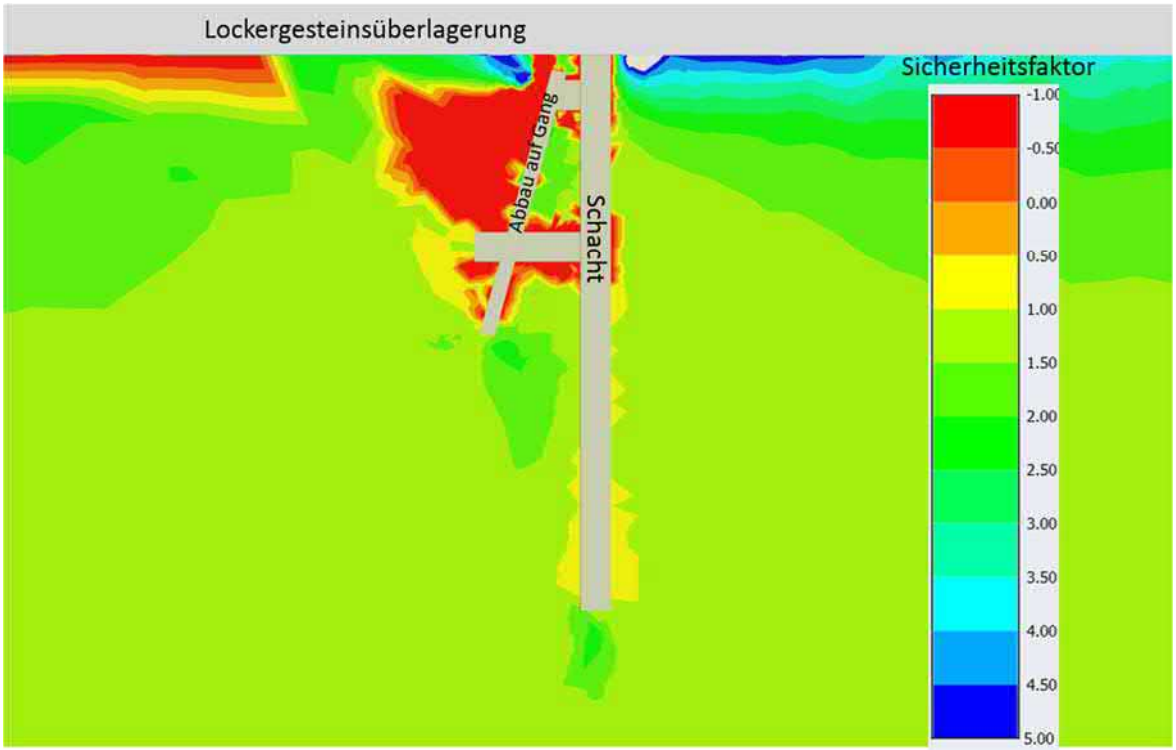


Abb. 191: Standsicherheitsanalyse Schacht Bernhard (Querschnitt durch das Grubengebäude, Sicherheitsfaktor entsprechend Farbcodierung)

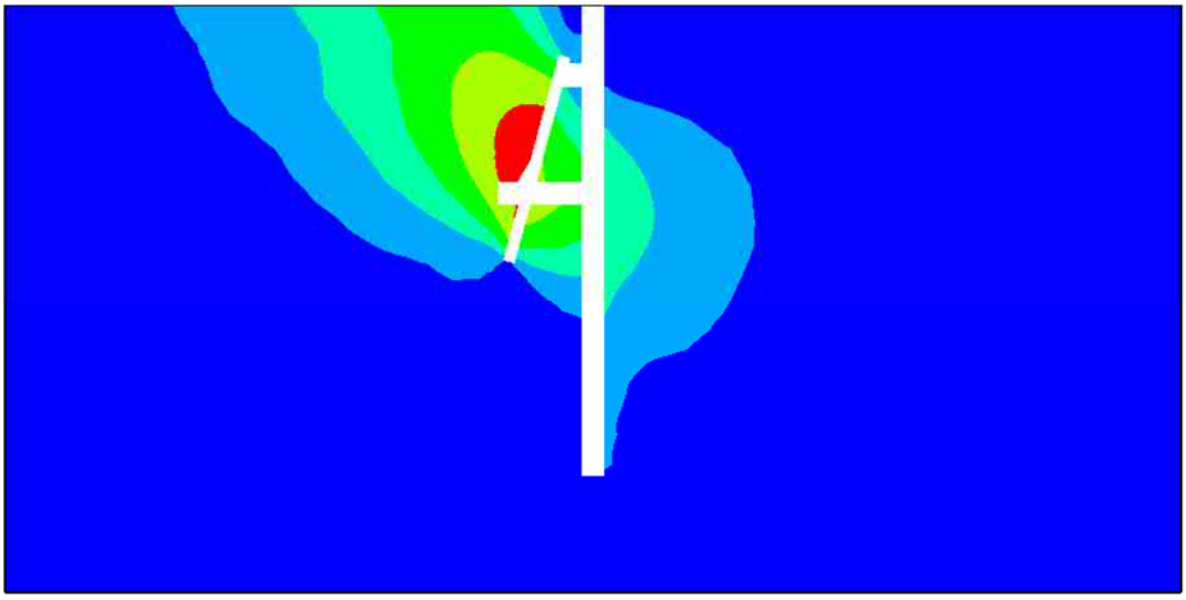


Abb. 192: Standsicherheitsanalyse Schacht Bernhard (Schnitt durch das Grubengebäude mit Verformungen, rot = große Verformungen, blau = geringe oder keine Verformungen)

Wird nur der Schacht betrachtet, so kann ein Versagen des Gebirges um den Schacht an der Grenze Quartär/Kreide festgestellt werden.

Eine weitere axialsymmetrische Modellierung (Abb. 193) des Schachts unter Einbeziehung der Trennflächen (söhlige Schichtung, vertikale Klüftung) zeigt, dass das Festgestein in direkter Schachtnähe am Kontakt Quartär/Kreide einen Sicherheitsfaktor $1 < SF < 1{,}5$ aufweist. Das mögliche Versagen reicht max. bis 0,5 m unterhalb der Felslinie.

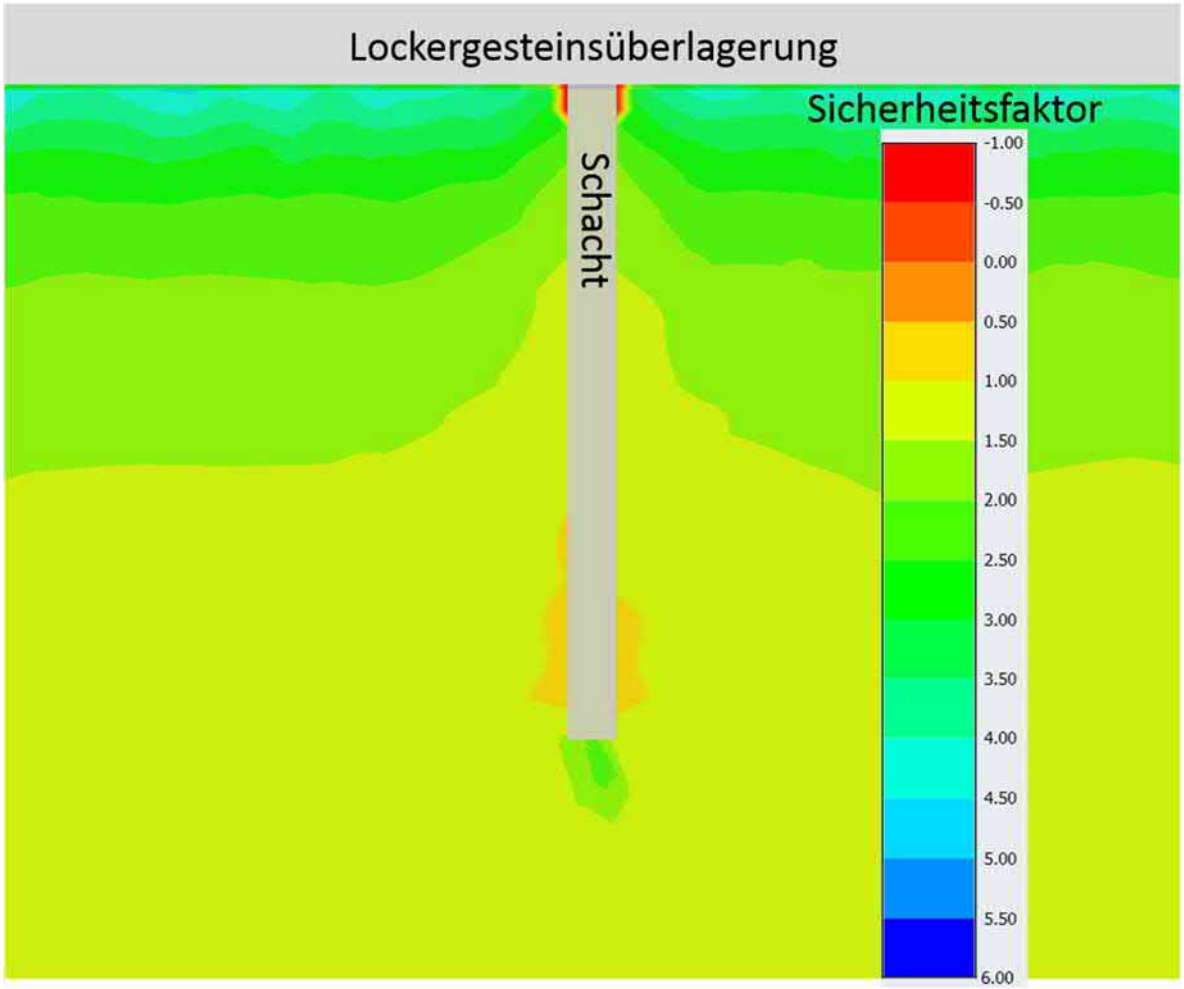


Abb. 193: Standsicherheit Schacht Bernhard. Querschnitt durch den Tagesschacht (Sicherheitsfaktor entsprechend Farbcodierung)

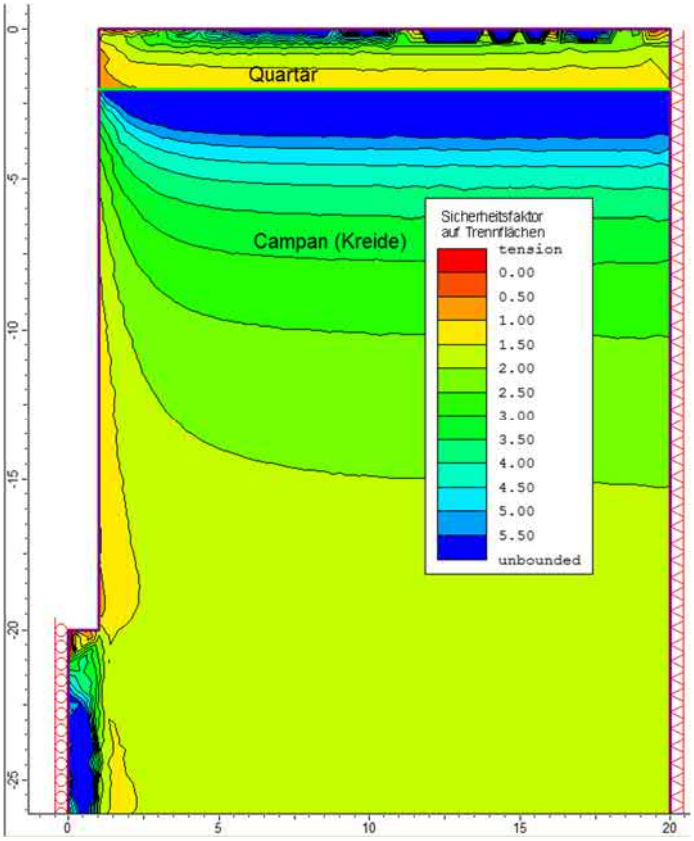


Abb. 194: Axialsymmetrisches Modell bezogen auf die Schachtachse (Schachtdurchmesser 2 m). (Sicherheitsfaktor entsprechend der Farbcodierung)

8.4 Einschränkungen bei den Systemmodellen im Erzbergbau

Der Einwirkungsbereich einer Ganglagerstätte wurde im Kapitel 8.2 an einem Beispiel für das Systemmodell Siegerland erläutert. Die ermittelten Hangend- und Liegendwinkel sowie die Gefährdungsbereiche gelten jedoch ausschließlich für die in diesem Beispiel untersuchten geologischen Verhältnisse. Diese sind beschrieben durch:

- eine steil nach SE einfallende Lagerstätte,
- eine Schichtung mit 70° Einfallen nach SE,
- eine Schieferung mit 40 Grad Einfallen nach SE.

Viele Erzgänge im Rheinischen Schiefergebirge weisen ein variszisches Streichen (SSW-NE) auf. Die Schieferung ist oft ebenso orientiert und fällt in der Regel mit 70° ± 20° nach SE ein. Die Schichtflächen können je nach Position im verfalteten Schiefergebirge söhlig liegen oder nach Norden oder Süden einfallen. Abbildung 195 zeigt diese Situation für verschiedene typische

geologische Situationen. Die Verschneidungen zwischen Hohlraumgeometrie und den wirksamen Trennflächen (Schichtung und Schieferung) sind je nach Lage des Gangs verschieden.

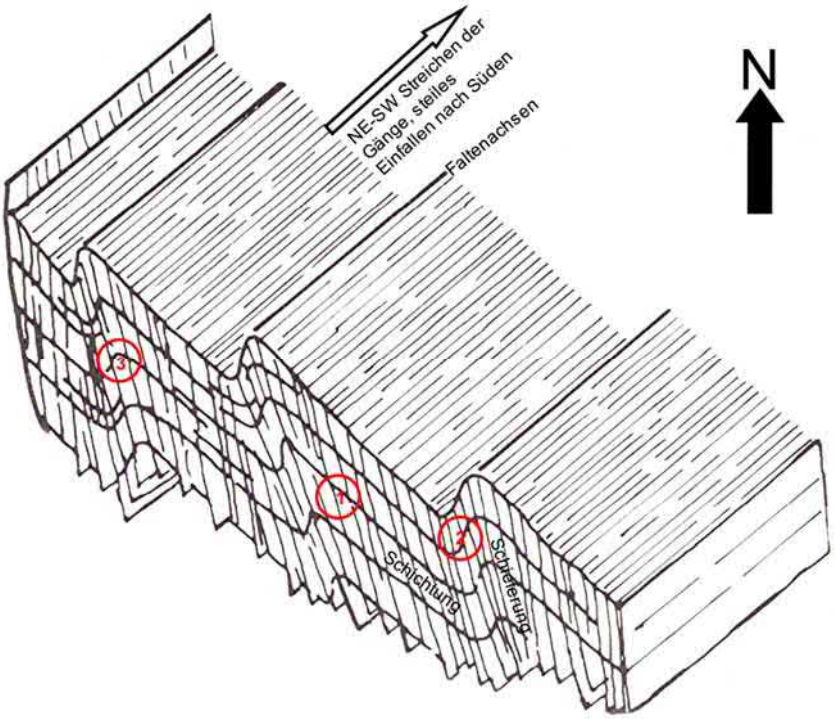


Abb. 195: Schema der Faltung, Schichtung und Schieferung in Bezug zu variszisch streichenden Gängen. Verändert nach [140]

Die geologische Situation 1, der tagesnahe Bergbau in Siegen-Rosterberg, wurde in Kapitel 8.2 bearbeitet. Die dortigen Einwirkungs- bzw. Gefährdungsbereiche wurden dabei festgestellt.

In der geologischen Situation 2 in Abbildung 195 fallen die Schichten mit etwa 45° nach NW ein und die Schieferung fällt mit 70° nach SE ein. Das entsprechende Systemmodell zeigt Abbildung 196. Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen dazu sind in Abbildung 197 dargestellt. Gezeigt sind die Zonen der Überschreitung der Trennflächenfestigkeit sowie die ermittelten Hangend- und Liegendwinkel.

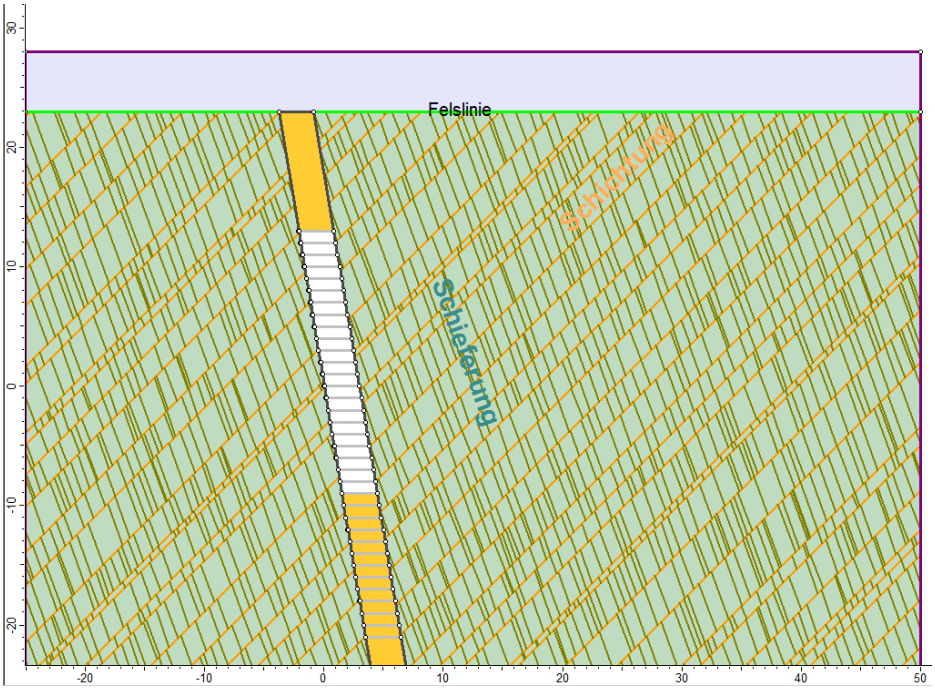


Abb. 196: Systemmodell der geologischen Situation 2 in Abbildung 195

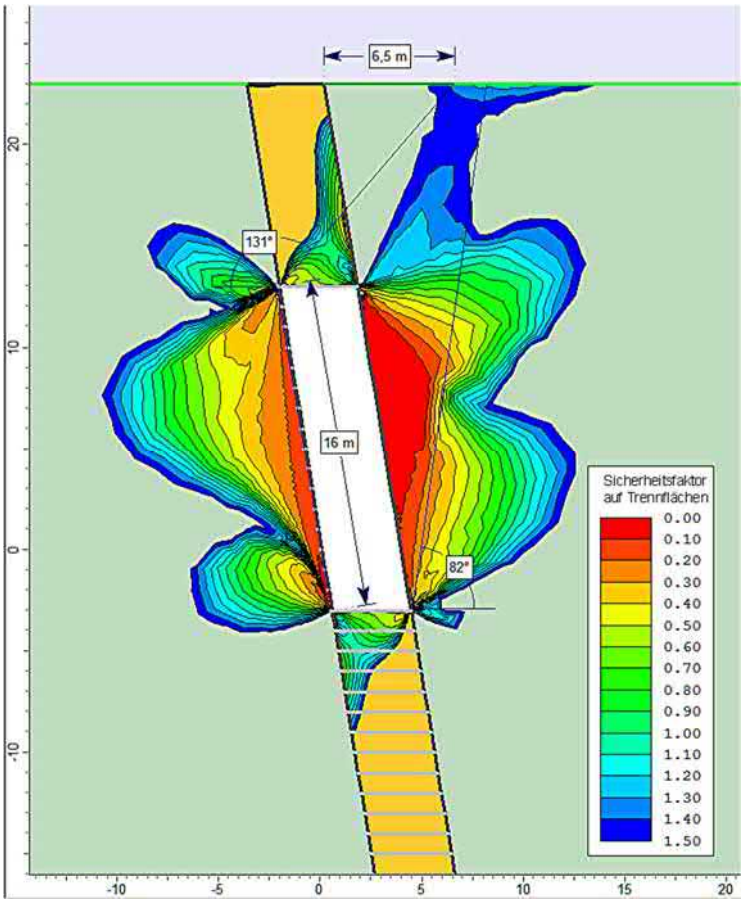


Abb. 197: Verbruchzone der geologischen Situation 2 in Abbildung 195, Reibungswinkel φ = 30°

In Situation 2 ist die Verbruchzone ähnlich wie in dem Fall Siegen-Rosterberg ausgebildet. Der Gefährdungsbereich tritt in etwa 6,5 m Entfernung zum Gangausbiss auf. Hangend- und Liegendwinkel sowie die flache Länge zeigen die gleiche Größenordnung wie in Siegen-Rosterberg.

Die geologische Situation 3 in Abbildung 195 weist söhlige Schichten auf, die Schieferung fällt dort mit 70° nach SE ein (Abb. 198).

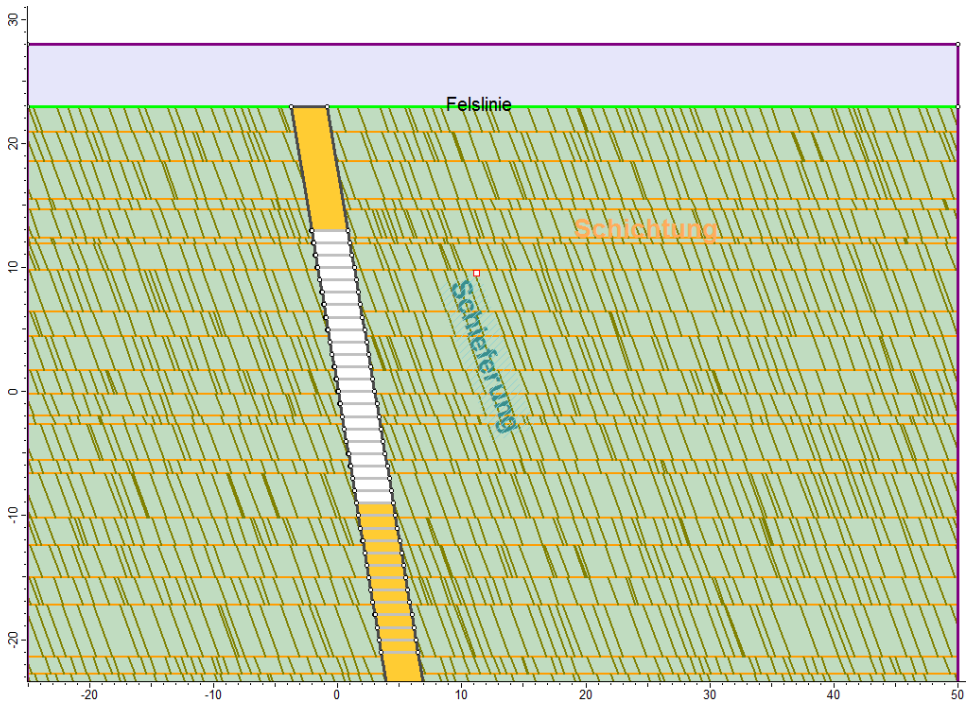


Abb. 198: Systemmodell der geologischen Situation 3 in Abbildung 195

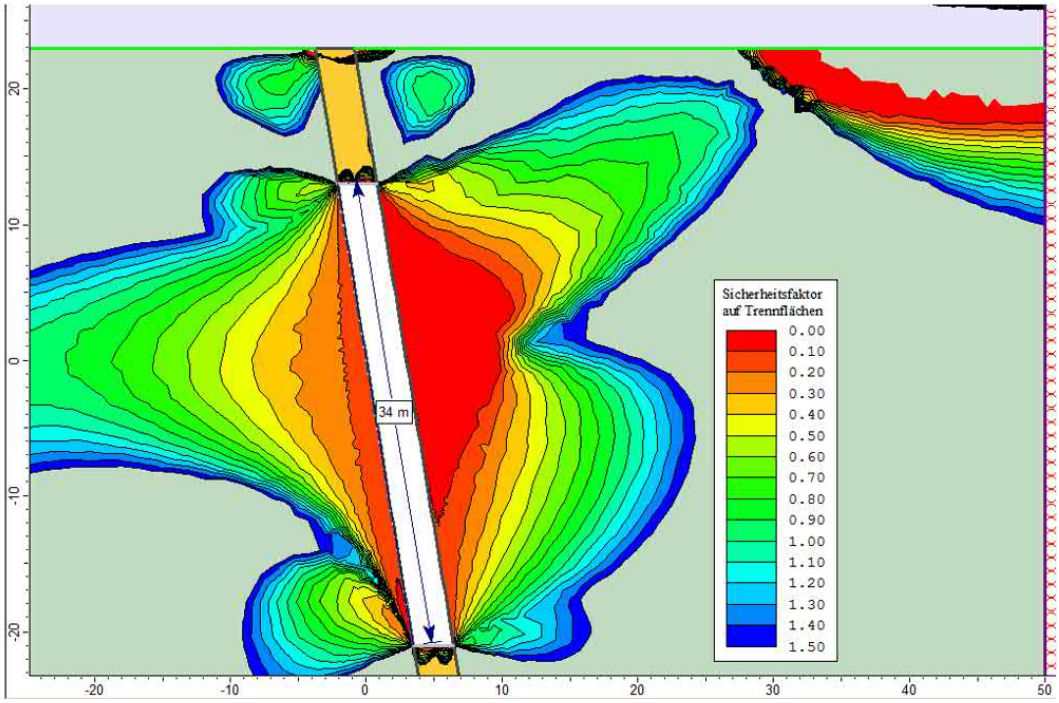


Abb. 199: Verbruchzone der geologischen Situation 3 in Abbildung 195, Reibungswinkel φ = 30°

Bei diesen Lagerungsverhältnissen kommt es selbst bei einer flachen Länge von 34 m zu keiner Gefährdung der Felslinie (Abb. 199).

Diese Beispiele zeigen, dass eine Verallgemeinerung der spezifischen Erkenntnisse aus dem gut dokumentierten Tagesbruch Siegen-Rosterberg nur eingeschränkt möglich ist. Wenn die Ganglagerstätte NW-SE streicht, wie es z. B. im Sauerland häufig der Fall ist, dann definiert sich eine Verbruchzone nicht mehr über die nach Süden einfallenden Schieferungsflächen, sondern über parallel zum Gang verlaufende Kluftflächen.

Das Systemmodell Siegen-Rosterberg ist methodisch sinngemäß auf andere Altbergbaubetriebe des Siegerländer Reviers übertragbar, wenn dort die geometrischen Strukturen von Schichtung, Schieferung und Gangausbildung systematisch erfasst wurden.

9 Diskussion der Ergebnisse

Die in Kapitel 7 betrachteten analytischen Verfahren und die numerischen Systemmodelle in Kapitel 8 wurden mit einer Vielzahl von Beispielberechnungen miteinander verglichen. Bei den analytischen Modellen wird differenziert zwischen der Höhe der Verbruchzone und der Höhe der Auflockerungszone. In den numerischen Systemmodellen werden die beeinflussten Trennflächen betrachtet, so dass hier sowohl Verbruch- als auch Auflockerungszonen mit abgebildet werden. Die Beispielberechnungen zeigten, dass die analytisch ermittelten Verbruchzonen deutlich unterhalb der in den Systemmodellen ausgewiesenen beeinflussten Gebirgsbereichen enden.

Im Sinne einer Gefahrenabwehr wurde in Kapitel 5.4 dargelegt, dass bei Erreichen der Felslinie von der Auflockerungszone durch Materialentzug in Verbindung mit Grundwasser Tagesbrüche entstehen können. Somit ist die ganzheitliche Betrachtungsweise der Systemmodelle für Maßnahmen zur Gefahrenabwehr anwendbar.

Zur Verifizierung wurden die in der SATÖB Datenbank verzeichneten Tagesbrüche im Bereich von Tagesöffnungen des Bergbaus sowie die in der Tagesbruchdatenbank über Abbau erfassten Tagesbrüche ausgewertet. Insgesamt wurden über 3.000 Datensätze ausgewertet und fast 300 Tagesbrüche detaillierter betrachtet. Die dort erfassten Daten sind jedoch in den wenigsten Fällen ausreichend, um auf Basis dieses Datenmaterials Modellberechnungen durchführen zu können. Für die Verifizierung der Systemmodelle wurden daher lediglich Eintragungen über die Lage der Tagesbrüche in Verbindung mit der Darstellung des verursachenden Grubenbaus verwendet. Eigene Georeferenzierungen wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt. Die betrachteten Tagesbrüche lagen alle innerhalb der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Gefährdungsbereiche.

10 Einwirkungsrelevanz des Altbergbaus

10.1 Gefährdungsbereiche

Der Einwirkungsbereich des Altbergbaus wird, wie in Kapitel 6 beschrieben, in einsturz-, einbruch- und senkungsgefährdete Bereiche eingeteilt, unabhängig davon, ob es sich um flächenhaften Abbau oder Tagesöffnungen handelt. Nach Neumann [150] nimmt der einsturzgefährdete Bereich etwa 1/3 im Zentrum des Einwirkungsbereichs ein. Im Randbereich, der etwa 2/3 des Einwirkungsbereichs umfasst, können Senkungen und geringe Setzungen eintreten. Der gesamte Einwirkungsbereich stellt den Gefährdungsbereich dar.

In [150] wird weiterhin ausgeführt, dass derzeit Überlegungen bestehen, statt der Einteilung in einsturz-, einbruch- und senkungsgefährdete Bereiche eine Unterteilung in „Einwirkungs- und Gefährdungsbereiche“ einzuführen.

In den Kapiteln 6 bis 8 wurden verschiedene Verfahren zur Bestimmung der Einwirkungsrelevanz des Altbergbaus auf die Tagesoberfläche vorgestellt. Hierbei wurden empirische, analytische und numerische Verfahren betrachtet.

Bei den empirischen Verfahren wird der im Tiefbau umgegangene Bergbau in der Regel unterteilt in tagesnahen, oberflächennahen und tiefen Bergbau. Dem tagesnahen Bergbau werden alle Grubenbaue zugeschrieben, die bis zu einer Teufe von 30 m aufgefahren worden sind. Der oberflächennahe Bergbau umfasst alle bergbaulichen Aktivitäten zwischen 30 m und 100 m Teufe. Unterhalb 100 m Teufe erfolgt die Zuordnung zum tiefen Bergbau.

In der Bergschadenkunde wird der Tiefbau im Gegensatz dazu unterteilt in senkungs- und bruchauslösenden Bergbau. Die Einwirkungen des senkungsauslösenden Bergbaus auf die Tagesoberfläche sind spätestens nach wenigen Jahrzehnten abgeklungen. Ausnahme sind in NRW Abbauaktivitäten im tiefen Salzbergbau. Der bruchauslösende Bergbau kann dagegen zeitlich faktisch unbefristet auf die Tagesoberfläche einwirken.

Für die heutige Bewertung der Einwirkungsrelevanz des Altbergbaus bei ungestörten Lagerungsverhältnissen ist ausschließlich der bruchauslösende Bergbau zu betrachten. Die nachlaufenden Einwirkungen des senkungsauslösenden untertägigen Bergbaus sind in NRW weitestgehend abgeklungen oder stellen für die Tagesoberfläche keine Gefährdung dar.

Eine wissenschaftliche Definition zur Abgrenzung des bruchauslösenden Bergbaus zum senkungsauslösenden Bergbau gibt es nicht. Angesetzt wird in der Regel der Übergang vom oberflächennahen zum tagesnahen Bergbau. Dies geschieht mit der Begründung, dass sich aufgrund zu geringer Gebirgsauflasten (Gebirgsdruck) kein Senkungstrog ausbilden kann.

Wie in den vorigen Kapiteln beschrieben, wird die Grenze bei 30 m, 50 m oder 80 m Teufe angesetzt. In den Hüllkurvenverfahren nach Hollmann/Nürenberg wird die Grenze bei 30 m unter der Oberfläche des anstehenden Festgesteins, der sogenannten Felslinie, gezogen. Eine eindeutige Definition des Begriffs „Felslinie“ besteht nicht. In der Praxis wird als Felslinie der Übergang vom verwitterten zum unverwitterten Festgestein angesetzt. Da nur in den seltensten Fällen Kernbohrungen zur Ermittlung der Mächtigkeit des Verwitterungskopfs des Festgesteins durchgeführt werden, erfolgt die Festlegung der Felslinie weitestgehend auf Basis von Annahmen und Erfahrungswerten.

Alle betrachteten Verfahren unterscheiden zwischen dem Verhalten des Verbruchs innerhalb der Festgesteinsschichten und innerhalb des Lockermassendeckgebirges. Sowohl die empirischen als auch die analytischen Verfahren gehen von einer Zerlegung der Hangendschichten über dem Hohlraum aus. Differenziert wird hier zwischen einer unmittelbar oberhalb des Hohlraums auftretenden Zerrüttung des Gebirges mit vollständiger Zerstörung des Schichtverbunds (Verbruchbereich) und einer Auflockerungszone mit teilweise einhergehender Lösung des Schichtverbunds.

Entscheidend für ein Durchbrechen des Verbruchs eines Hohlraums im Festgestein bis zur Basis des Lockermassendeckgebirges sind die Höhe h der Festgesteinsüberlagerung des Hohlraums sowie der Auflockerungsfaktor k. Mit Hilfe des Auflockerungsfaktors k wird die maximale Verbruchhöhe h_z ermittelt. Ist die Verbruchhöhe h_z kleiner als die Festgesteinsüberlagerung h, erreicht der Verbruch nicht das Lockermassendeckgebirge. Ist die Verbruchhöhe größer als die Festgesteinsüberlagerung, setzt sich der Verbruch innerhalb des Lockermassendeckgebirges bis an die Tagesoberfläche fort.

Sowohl die analytischen als auch die numerischen Verfahren zeigen, dass beim Verbruch des Gebirges keine Querschnittserweiterung des Verbruchschlots auftritt. Das Bruchverhalten innerhalb des Verwitterungskopfs des Festgesteins weist kein abweichendes Verhalten gegenüber dem unverwitterten Gebirge auf. Der Verbruchschlot verhält sich auch gleichartig in den bindigen Schichten der Lockermassenüberlagerung, soweit diese durch Wasserzutritt oder Wasserentzug in ihren mechanischen Eigenschaften nicht verändert werden.

Es wird daher vorgeschlagen, als Bezugshorizont für die Betrachtung einer Tagesbruchgefährdung die Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung anzusetzen. Der Übergang von kohäsionslosen Lockermassen zu bindigen Bodenschichten bzw. zum Festgestein ist, im Gegensatz zum Übergang des Verwitterungskopfs zum unverwitterten Festgestein, auch mit Vollkronendrehbohrungen eindeutig feststellbar.

Bei den numerischen Verfahren werden die Gebirgsspannungen ermittelt. Durch den Vergleich der Spannung um einen Hohlraum mit den Festigkeiten des Gebirges wird dann der rechnerisch überbeanspruchte Hangendbereich über dem geschaffenen Hohlraum berechnet.

Die in Kapitel 8 vorgestellten Systemmodelle weisen rechnerische Beeinträchtigungen der Trennflächen aus. Durchgeführt wurden die Berechnungen mit der Festlegung eines Sicherheitsfaktors von SF = 1,5. Die hierbei ausgewiesenen Gebirgsbereiche, in denen die Trennflächen beeinträchtigt werden, zeigen das gesamte Gebirgsbewegungspotential oberhalb der betrachteten Grubenbaue. Eine Beeinträchtigung der Trennflächen ist zwingende Voraussetzung für die Entstehung von Bewegungen im Untergrund und die daraus folgende Beeinträchtigung der Tagesoberfläche.

Aus der Bewertung der Ergebnisse der Berechnungen der Systemmodelle ergeben sich folgende Bereiche, die zu unterscheiden sind: Einfluss-, Einwirkungs- und Gefährdungsbereich.

Der **Einflussbereich** umfasst den gesamten Gebirgskörper, in dem eine Umlagerung der Gebirgsspannungen um einen untertägigen Hohlraum zu Veränderungen der Hauptspannungen führt. In Abbildung 200 ist links im Bild die größte Hauptnormalspannung σ_1 im Gebirge ohne Hohlraum dargestellt, daneben die Spannungsverteilung um einen Hohlraum.

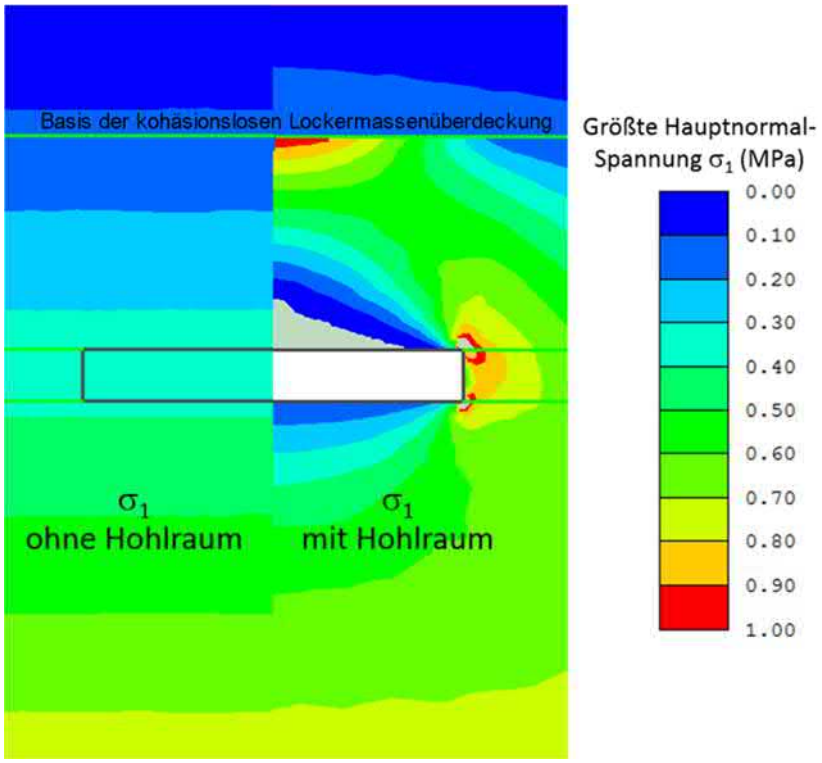


Abb. 200: Einflussbereich im numerischen Systemmodell

Diese Spannungsumlagerungen bewirken eine Beanspruchung der Trennflächen. Die räumliche Erstreckung einer möglichen Überbeanspruchung definiert den **Einwirkungsbereich** des Hohlraumes innerhalb des Gebirges. Hierbei handelt es sich um die Umhüllende der überbeanspruchten Schichtflächen und Klüfte, die in Abbildung 201 rot dargestellt sind. Der Einwirkungsbereich umfasst sowohl den Verbruch- als auch den Auflockerungsbereich.

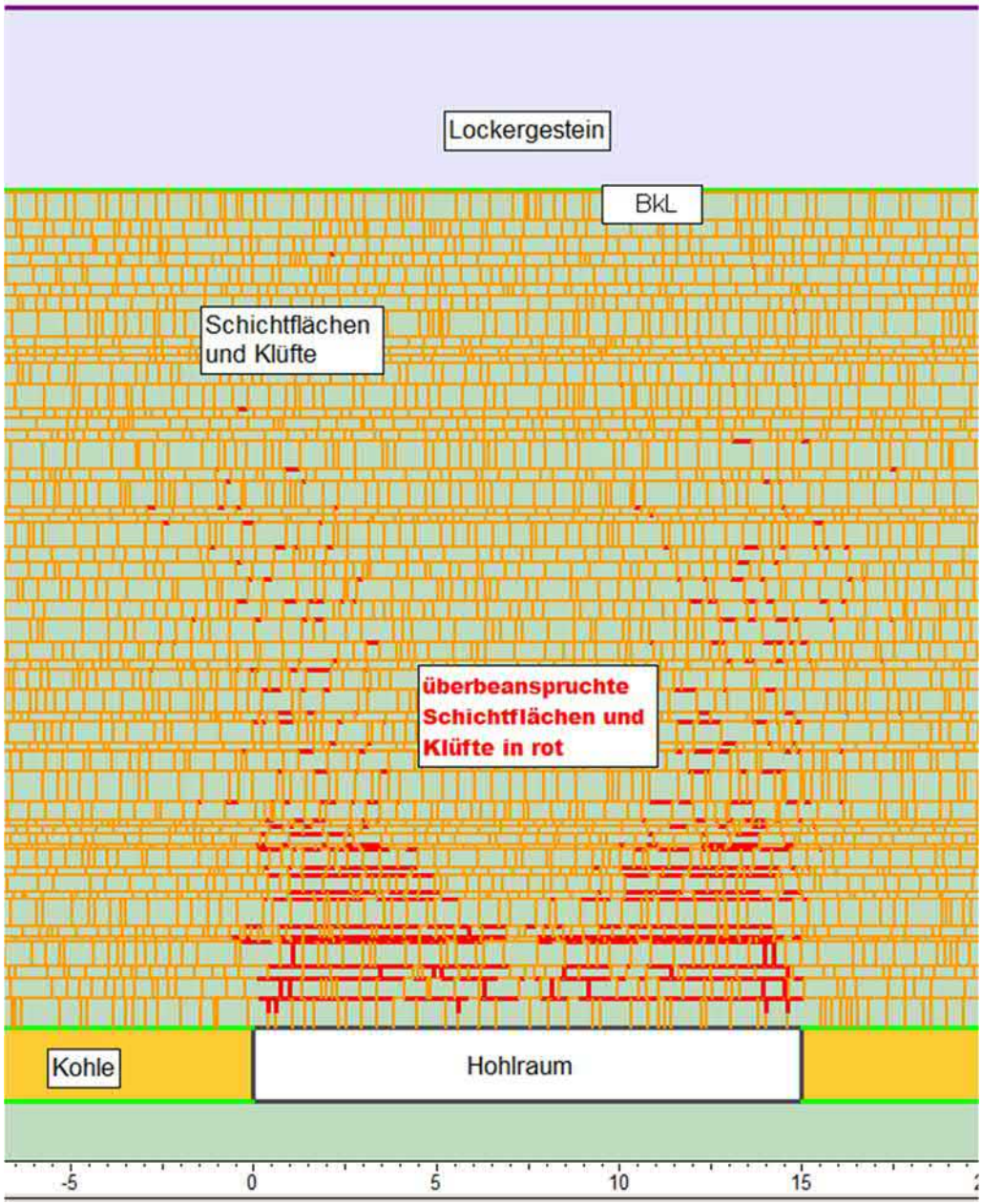


Abb. 201: Einwirkungsbereich im numerischen Systemmodell

Die Spannungsumlagerungen bewirken auf einigen Trennflächen eine Überbeanspruchung. Der in Abbildung 201 dargestellte Einwirkungsbereich erreicht nicht die Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung BkL und es besteht keine Tagesbruchgefährdung.

Erreicht der Einwirkungsbereich die Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung BkL, dann ergibt sich ein **Gefährdungsbereich** im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung (Abb. 202).

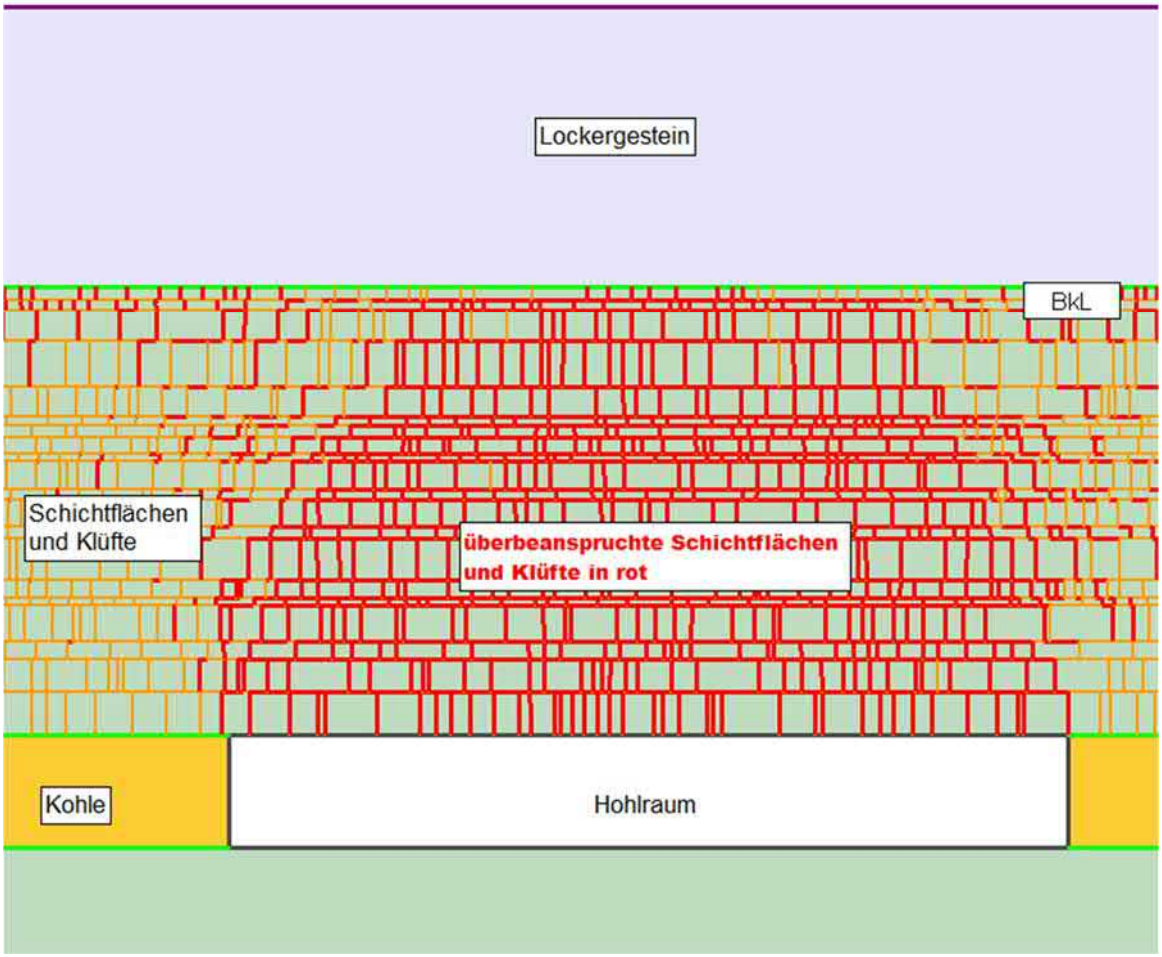


Abb. 202: Gefährdungsbereich im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung (im numerischen Systemmodell)

Dieser Gefährdungsbereich im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung kann sich zur Tagesoberfläche hin fortsetzen und einen Tagesbruch auslösen. Weitere Einwirkungen des Altbergbaus auf die Standsicherheit der Tagesoberfläche sind bei ungestörten Lagerungsverhältnissen (Untergrundverhältnisse ohne großtektonische Störungen) nicht zu erwarten.

Somit empfiehlt sich eine Einteilung des Altbergbaus in:

- Altbergbau mit Tagesbruchgefährdung,
- Altbergbau mit Resteinwirkungen auf die Tagesoberfläche,
- Altbergbau ohne Einwirkungen auf die Tagesoberfläche.

Resteinwirkungen sind z. B. die lang nachlaufenden Senkungen im Salzbergbau sowie die Hebungserscheinungen in Folge des Grubenwasserwiederanstiegs.

Für die Bewertung der Einwirkungsrelevanz von Grubenbauen des oberflächennahen und tiefen Bergbaus wurde untersucht, ob das Hangende eines Blindschachts bis zur Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung verbrechen kann.

Hierzu wurden Berechnungen auf Basis der Gewölbetheorie von Salustowicz (Formel 9, Kapitel 7.2.1, Seite 114) durchgeführt. Mit dieser Formel wird die Höhe der Verbruch-/Auflockerungszone des Druckgewölbes über einem Hohlraum ermittelt.

Die gewählten Eingangsparameter wurden dabei bewusst sehr konservativ angesetzt. Die Poissonzahl wurde mit 0,25 angenommen, woraus sich m = 4 ergibt. Als Zugfestigkeit der Hangendschichten wurden 5 MPa angesetzt. Der Sicherheitsfaktor von 1,5 wurde beibehalten. Die Berechnungen wurden für Blindschachtdurchmesser von 2 m, 4 m, 6 m und 8 m durchgeführt. Das Ergebnis der Berechnungen liefert die für den Schutz gegen Verbruch bis zur Felslinie erforderliche Festgesteinsüberdeckung des Blindschachts und ist in Abbildung 203 dargestellt.

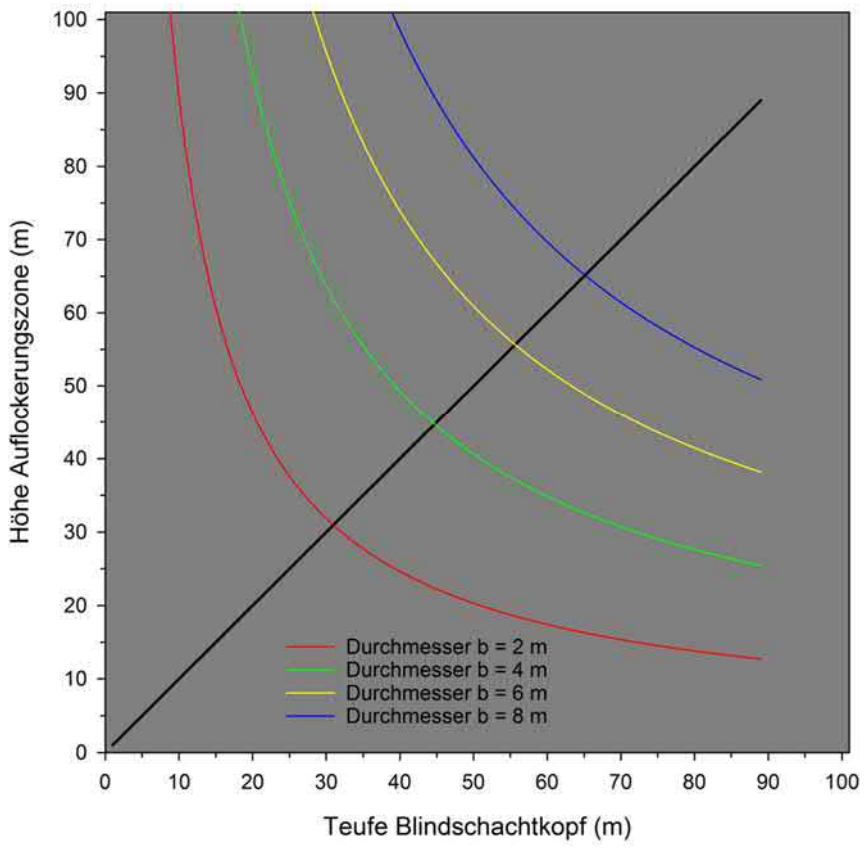


Abb. 203: Erforderliche Festgesteinsüberdeckung eines Blindschachts zur Vermeidung einer Tagesbruchgefahr

Die Diagonale in Abbildung 203 stellt den Übergang von Tagesbruchgefahr (oberhalb der Diagonalen) und der Ausbildung eines stabilen Druckgewölbes (unterhalb der Diagonalen) dar. Das Druckgewölbe erreicht nicht die Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung. Die Ergebnisse sind in Tabelle 35 zusammengefasst.

Tab. 35: Erforderliche Festgesteinsüberdeckung über einem Blindschacht

Durchmesser Blindschacht	Erforderliche Festgesteinsüberdeckung
2 m	31 m
4 m	45 m
6 m	56 m
8 m	66 m

Somit sind nicht nur die Grubenbaue des tagesnahen Bergbaus, sondern im Einzelfall auch Grubenbaue des oberflächennahen Bergbaus einwirkungsrelevant für die Tagesoberfläche.

10.2 Einfluss des Grubenwasserwiederanstiegs

10.2.1 Abbaubereiche

Der Grubenwasserwiederanstieg führt zu Hebungen der Festgesteinsüberlagerung und der Geländeoberfläche. Ursachen für diese Bewegungen können

- das Quellen von Gestein,
- die elastische Entspannung des Gebirges auf Grund der geringeren Auflast durch Auftrieb und
- der Wasserdruck in der Teufe auf einen Geringwasserleiter sein.

Die Gesteine des Devons und Karbons sind auf Grund ihrer geologischen Vorgeschichte in der Regel nicht quellfähig. In ihrer Genese wurden diese Gesteine in mehrere Kilometer Teufe versenkt. Dabei erfuhren sie so hohe Temperaturen, dass z. B. aus den Tonmineralen das Kristallwasser irreversibel ausgetrieben wurde und diese somit nicht mehr quellfähig sind.

Die gefluteten Schichten weisen eine Wichte unter Auftrieb auf, dies bedeutet eine Auflastreduktion von ca. 0,01 MPa je m Teufe und führt zu einer elastischen Reaktion des Gebirges in Form einer

Entspannung. Da die E-Moduln nahezu unverändert bleiben und sich lediglich die Gewichtskraft reduziert, kommt es zu einer Hebung der unter Wasser stehenden Schichten.

Wird der freie Grubenwasseranstieg durch einen Geringwasserleiter im Hangenden behindert, so erfährt die Hangendschicht eine zur Geländeoberkante gerichtete Kraft in der Größe der Auftriebskraft von ca. 0,01 MPa je m Abstand des freien Grubenwasserstands zur Unterkante des abdichtenden Geringwasserleiters.

Heitfeld berichtet in [147] über drei dokumentierte Fallbeispiele zu den Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs im Steinkohlenbergbau.

1. Im Erkelenzer Revier wurden im Zeitraum 1997 – 2003 Bodenbewegungen bis zu 14 cm Hebung durch ca. 700 m Grubenwasseranstieg gemessen. Schäden wurde nahe von geologischen Störungen beobachtet, da dort unstetige vertikale Verschiebungen auftraten.
2. Im Aachener-Südlimburger Revier wurden im Zeitraum 1991/1993 bis 2004/2005 vertikale Hebungsbeträge bis 10 cm an der Erdoberfläche durch ca. 440 m Grubenwasseranstieg gemessen.
3. Im Bergwerk Königsborn stieg das Grubenwasser zwischen 1996 und 2012 um ca. 850 m bis in die kreidezeitlichen Deckschichten an. Dabei wurden vertikale Hebungen bis zu 14 cm gemessen. Die größten Hebungen wurden über den Bereichen mit den größten Abbaumächtigkeiten beobachtet.

Baglikow berichtet 2018 in [142], dass in Wassenberg, Erkelenzer Revier, bis 2017 Hebungen von bis zu 28 cm festgestellt wurden. In Aldenhoven-Siersdorf, Aachener Revier, gibt er an, dass die Höhenfestpunkte der Landesvermessung innerhalb der Ortslage für den Zeitraum 1997 bis 2017 Hebungsbeträge zwischen 13 cm und 21 cm aufweisen.

Aus den Fallbeispielen kann für die Bodenbewegungen an der Erdoberfläche gefolgert werden:

- Grubenwasseranstieg führt zu Hebungen in messbaren Größenordnungen,
- unstetige Hebungen sind an geologische Störungen gebunden und
- die Größe der Hebung ist abhängig von der gebauten Mächtigkeit.

Für den bruchauslösenden Altbergbau wird keine Beeinflussung der in diesem Gutachten beschriebenen Gefährdungsbereiche durch Grubenwasseranstieg erwartet. Nur wenn der Altbergbau im Bereich einer tektonischen Störung liegt, können dort durch unstetige Bodenbewegungen weitere Gefährdungsbereiche entstehen.

10.2.2 Schächte

Ziel der Verfüllung von Schächten ist es, offene Hohlräume dauerhaft zu verschließen, um danach eine gesicherte Tagesoberfläche zu schaffen und so eine gefahrlose Folgenutzung zu ermöglichen. Risiken für die Tagesoberfläche bestehen dann, wenn eine instabile Füllsäule eingebracht wurde oder diese instabil wird.

Die in den 1970er Jahren durchgeführten Untersuchungen zur Sicherheit von Schächten [148], [146] und [149] haben gezeigt, dass die Füllsäule ohne Einwirkungen von Wasser (Grundwasser, Sickerwasser, Oberflächenwasser) i. A. ausreichend stabil ist, solange die aus der Füllsäule entstehende Normalkraft ausreichend sicher über die durch die Horizontalkräfte induzierten Reibungskräfte entlang der Schachtwandung aufgenommen wird. Dabei spielen neben den geometrischen Schachtparametern (Form, Fläche etc.) und dem Schachtausbau (glatte, raue Schachtwände etc.) insbesondere die mechanischen Eigenschaften des Füllguts (innere Reibung, Kohäsion, Wasserdurchlässigkeit etc.) eine wesentliche Rolle.

Anders verhält es sich nach den Beobachtungen an abgegangenen Füllsäulen und den dabei gewonnenen Erkenntnissen bei Wassereinwirkungen, z. B. bei einem Anstieg des Grubenwasserspiegels in die Lockermassenfüllsäule. Durch den Wasserzutritt gerät die Füllsäule unter Auftrieb und mechanisch nicht beständiges Füllgut kann destabilisiert werden. Hierdurch kann die Füllsäule in eine schwere Flüssigkeit verwandelt werden, was zu einem schlagartigen Versagen der Schachtfüllung führen kann.

Grundsätzlich gilt seit etwa Mitte der 1980er Jahre, dass verfüllte Schächte bzw. die in diesen eingebrachte Verfüllung nur dann als ausreichend sicher angesehen werden können, wenn

a. alle untertägigen Schachtzugänge bis zur Tagesoberfläche abgesperrt und gegen hydrostatischen Druck aus Boden/Fels und Wasser ausgelegt sind oder

b. die Verfüllung bis zur Tagesoberfläche mit hydraulisch erhärtendem, auf Dauer verformungs- und erosionsstabilem Füllgut erfolgt oder

c. der Einbau eines dauerstandsicheren Verfüllpfropfens über dem höchsten untertägigen Schachtzugang mit einer darüber angeordneten, bis zur Tagesoberfläche reichenden Restverfüllung vorgenommen wird.

Aus diesem Grunde werden die Tiefbauschächte seit dieser Zeit mit hydraulisch erhärtendem, dauerbeständigem (verformungs- und erosionsstabilem) und umweltverträglichem Material verfüllt.

Diese Situation gilt nicht für die Schächte des Altbergbaus mit typischen Füllsäulen. Zur Beurteilung des Systemverhaltens von Lockermassenfüllsäulen alter Tiefbauschächte, insbesondere unter Einfluss von Wasserzutritten, wurden zahlreiche Modellversuche durchgeführt (siehe z. B. [153]). Die wesentlichen Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

1.) Lockermassenfüllsäulen versagen nach den Modellversuchen nur dann, wenn ein Wasserzutritt von oben in die Schachtfüllsäule erfolgt. Hierdurch werden hohe Strömungskräfte im Schacht selbst erzeugt, die zugleich eine Erosion der stabilisierenden Anschlagsböschung hervorrufen.

2.) Bei einem Grubenwasserspiegelanstieg bleibt die Stabilität der Anschlagsböschung wegen geringerer Strömungskräfte erhalten. Durch die Wassersättigung der Füllsäule kommt es zwar zu einer Sackung der Füllsäule, die aber nicht zu einem Versagen führt.

3.) Bei inhomogenen Lockermassenfüllsäulen, durch den Füllvorgang bedingte Hohlraumbildungen im Schacht u. a. können ggf. Randbedingungen vorliegen, die ein Versagen der Füllsäule im Schacht hervorrufen.

Eine generelle Gefährdung von Altbergbauschächten durch Grubenwasseranstieg ist daher nicht zu erwarten, eine Einzelfallbetrachtung aber sinnvoll.

10.3 Einfluss der altbergbaulichen Einwirkungen auf die Bebauung und damit auf die Bauplanung

Für jede Bebauung ist eine ausreichend standsichere und gebrauchstaugliche Gründung erforderlich. Dies setzt i. A. einen tragfähigen Baugrund voraus. Im Wesentlichen sind hierfür fünf Standsicherheitsnachweise zu führen (Abb. 204):

- Nachweis der Kippsicherheit (Lagesicherheit),
- Nachweis der Gleitsicherheit (Gleitwiderstand),
- Nachweis der Auftriebssicherheit (Lagesicherheit),
- Nachweis der Grundbruchsicherheit (Grundbruchwiderstand, zulässiger Sohldruck) und
- Nachweis der Gelände- bzw. Böschungsbruchsicherheit (Gesamtstandsicherheit).

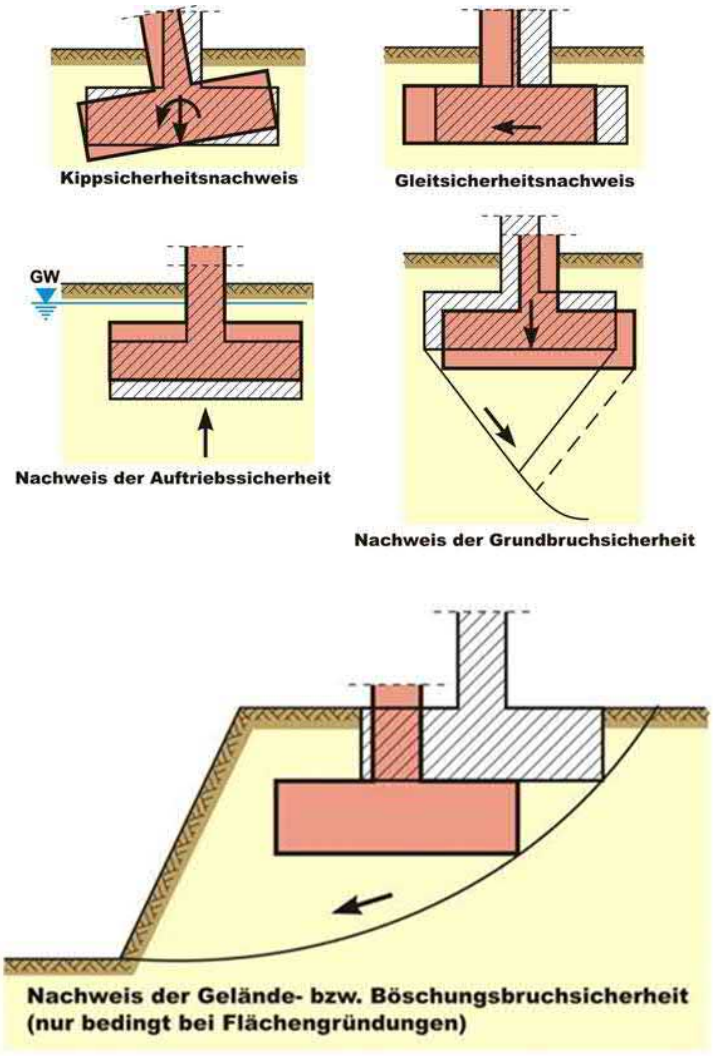


Abb. 204: Standsicherheitsnachweise gemäß DIN EN 1997-1 [145]und DIN 1054 [144]

Neben den Standsicherheitsnachweisen sind auch Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu erbringen. Durch diese soll mit Verformungsberechnungen nachgewiesen werden, dass vorgegebene zulässige Setzungs- und Verschiebungsmaße eingehalten werden.

Gelingen die Nachweise nicht, so sind geeignete bautechnische Maßnahmen zu ergreifen, z. B. eine Baugrundertüchtigung, eine andere Art der Gründung, eine geänderte Fundamentausbildung, ein steiferes Bauwerk u. a..

Im Falle möglicher bergbaulicher Einwirkungen, die eine maßgebliche Bemessungssituation für die Gründung darstellen, sind diese Einwirkungen bei der Auslegung der Bauwerksgründung zu berücksichtigen. Art, Größe, Zeitpunkt und Dauer der Einwirkungen sind im aktiven Bergbau durch die markscheiderischen Vorausberechnungen der Bodenbewegungen festgelegt, so dass die Bauwerksgründung hierauf mit den genannten Nachweisen ausgelegt werden kann [152].

Für den Altbergbau soll die Vorgehensweise im Rahmen dieses Gutachtens auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse erarbeitet werden. Dabei ist zwischen Altbergbau mit und ohne Resteinwirkungen und in Altbergbau mit Tagesbruchgefahr zu unterscheiden.

Liegt entsprechend dieses Gutachtens nachweislich Altbergbau ohne Resteinwirkungen vor, so kann das Bauwerk ohne zusätzliche Einwirkungen aus Altbergbau geplant und ausgeführt werden.

Liegt das Bauwerk im Bereich des Altbergbaus mit Resteinwirkungen oder des Altbergbaus mit Tagesbruchgefahr, ist zunächst entsprechend der gewonnenen Ansätze zu prüfen, ob durch die Einwirkungen des geplanten Neubaus auf den Baugrund bei noch ausreichend stabilen Gebirgsverhältnissen ein Tagesbruch ausgelöst werden kann. Dies ist dann gegeben, wenn die Einwirkungen aus dem Neubau die Spannungen in der Festgesteinsüberlagerung (Lockergestein aus Auffüllungen, Sanden, Schluffen, Tonen u. a.) und/oder im Festgestein (Sandstein, Tonstein u. a.) derart erhöhen, dass es zu einem Versagen der Boden- bzw. der Felsstruktur kommt.

Nach den durchgeführten Untersuchungen ist ein Versagen der Festgesteinsüberlagerung (Lockergestein) nur dann möglich, wenn der bergbaubedingte Abbauhohlraum im Fels einen geringeren Abstand als der ermittelte sichere Abstand zur Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung besitzt (siehe z. B. Tabelle 36) bzw. die Verbruchhöhe die Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung erreicht.

Tab. 36: Ergebnisse der Berechnungen mit den Systemmodellen „Ruhrkarbon“ für einen rechteckigen Stollen und söhliger Lagerung

Höhe über Stollen bis zur BkL	Versagenshöhe Trennflächen	Max. Breite der Versagenszone	Ausbreitungswinkel
2 m	2 m	3 m	70°
5 m	5m	5 m	70°
10 m	5,7 m	4 m	80°
15 m	8,5 m	6,5 m	80°
25 m	9 m	6,5 m	80°
35 m	6,7 m	4,8	80°

Die Verbruchhöhe kann nach den Untersuchungen z. B. von [151] bei einem schlotartigen Verbruch (siehe Abb. 205), der für einen Verbruch im Festgestein eher zutrifft, z. B. gemäß Abbildung 206 bestimmt werden.

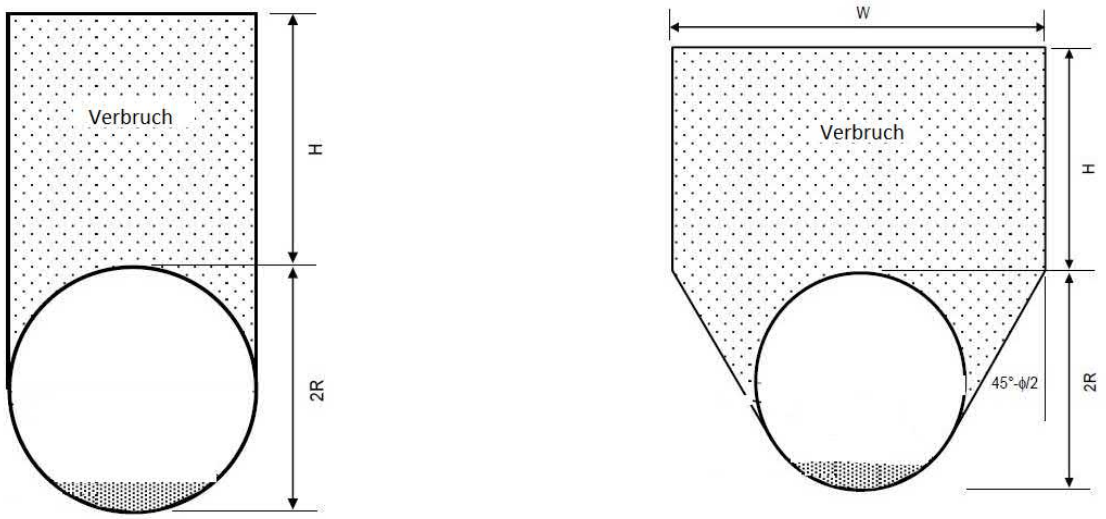


Abb. 205: Unterschiedliche Verbrucharten: schlotartiger Verbruch im Festgestein (linker Bildteil) und kegelstumpfförmiger Verbruch im Lockergestein (rechter Bildteil: Terzaghi–Modell)

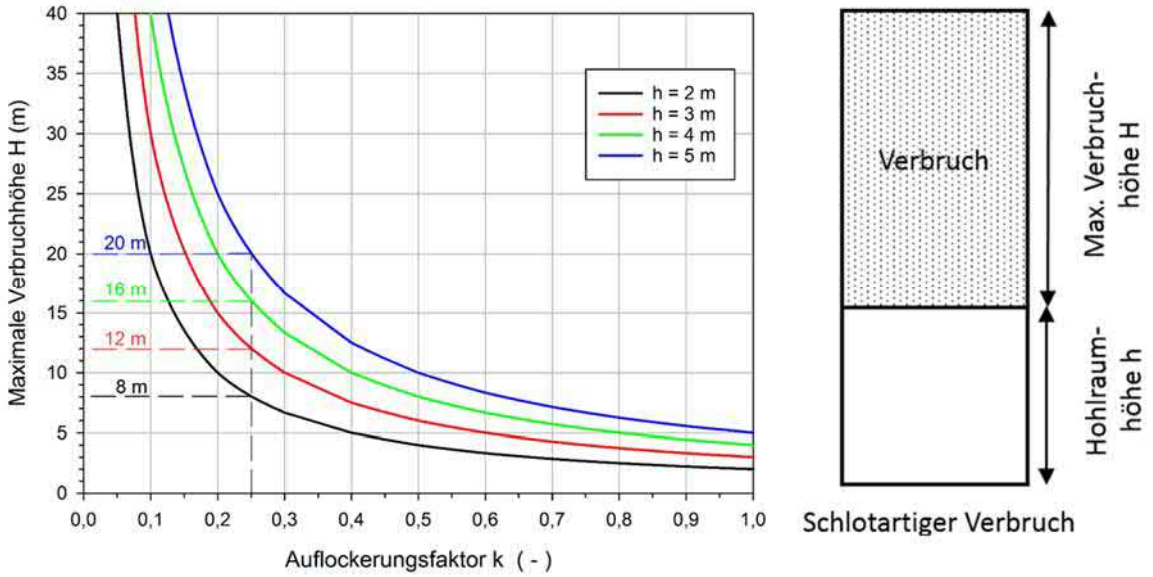


Abb. 206: Verbruchhöhe als Funktion von Verbruchbild und Auflockerungsfaktor k

Mit Abbildung 206 ergibt sich z. B. bei einem Auflockerungsfaktor von 0,25 eine Verbruchhöhe im Festgestein von H = 4 ▪ 2 R. Für einen 2 m großen Hohlraum (R = 1 m) ergibt sich damit eine Verbruchhöhe von 8 m. Bei dieser Überdeckung des Abbauhohlraumes im Festgestein besteht keine Tagesbruchgefahr, wenn keine zusätzlichen Einwirkungen, z. B. aus einem geplanten Neubau, auftreten, die den stabilen Zustand durch Spannungsänderungen stören.

Hierfür sind stets gesonderte Untersuchungen erforderlich. Dabei werden die durch den geplanten Neubau erzeugten Zusatzspannungen im Untergrund ermittelt und mit den schon wirkenden Spannungen superponiert.

Für unterschiedliche Fundamente und deren Abmessungen können die Spannungen unter den Gründungen über die Tiefe im Baugrund ermittelt werden. Nach Steinbrenner [154] kann so z. B. die Spannung σ_z in der Tiefe z unter einem Eckpunkt einer rechteckigen Lastfläche mit dem Sohldruck σ_0 und den Seitenlängen a und b (a ≥ b) unter Verwendung der Grundgleichungen von Boussinesq [143] berechnet werden.

$$\sigma_z = -\frac{\sigma_0}{2\pi}\left\{\arctan\left[\frac{b}{z}\cdot\frac{a(a^2+b^2)-2az(R-z)}{(a^2+b^2)(R-z)-z(R-z)^2}\right]+\frac{bz}{b^2+z^2}\cdot\frac{a(R^2+z^2)}{(a^2+z^2)R}\right\}$$

Die Bedeutung der Formelzeichen ist den Abbildungen 207 und 208 zu entnehmen.

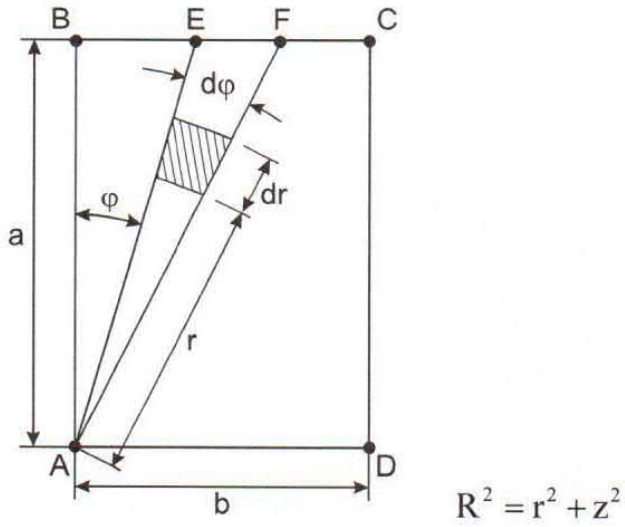


Abb. 207: Geometrie der rechteckigen Lastfläche

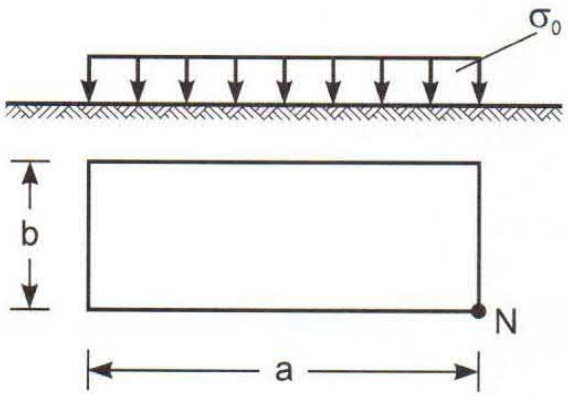


Abb. 208: Rechteckige Lastfläche mit Kennzeichnung des Eckpunktes N

Die Spannung in der Tiefe z kann über den sog. Einflusswert $i = \sigma_z / \sigma_0$ aus dem Diagramm der Abbildung 209 für unterschiedliche Fundamentabmessungen und unterschiedliche Tiefen abgelesen werden.

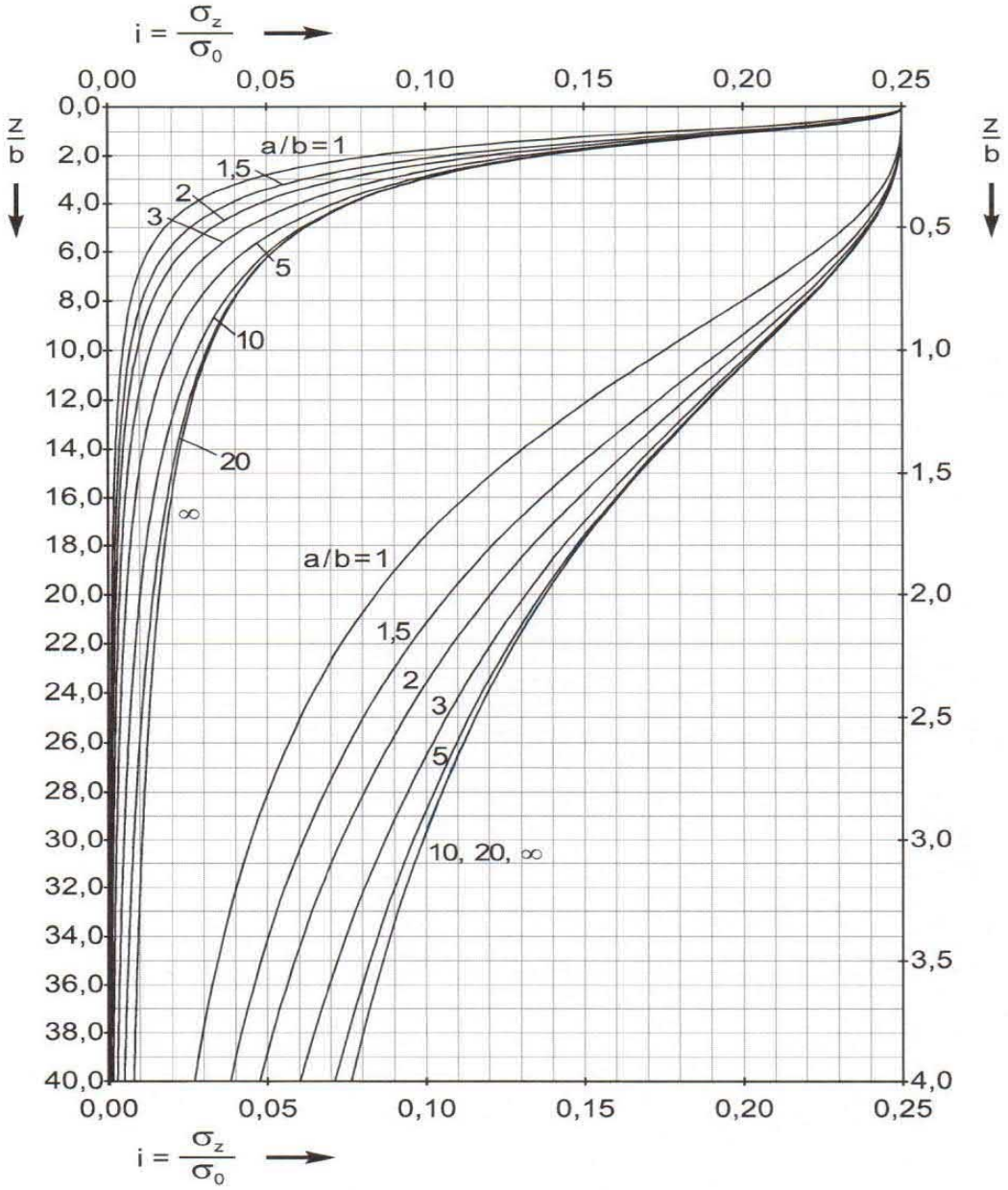


Abb. 209: Einflusswerte i zur Ermittlung der vertikalen Normalspannungen σ_z in der Tiefe z unter einem Eckpunkt einer rechteckigen Lastfläche mit dem Sohldruck σ_0

Üblicherweise liegen Sohldrücke für Bauwerke zwischen σ_0 = 100 kN/m² und 500 kN/m². Somit würde sich bei einer Lockergesteinsdeckschicht von 4 m und der geforderten Mindestfestgesteinsüberlagerung von 8 m in Höhe der Hohlraumdecke für ein einzelnes Streifenfundament der Breite b = 0,5 m (Länge a = 10 m) ohne Einbindetiefe in den Baugrund eine Normalspannung von $\sigma_z = 0{,}012 \cdot \sigma_0$ = 1,2 … 6,0 kN/m² ergeben.

Ohne Lockergesteinsdeckschicht würde die Normalspannung in Höhe der Hohlraumdecke $\sigma_z = 0{,}019 \cdot \sigma_0 = 1{,}9 \ldots 9{,}5$ kN/m² betragen. Zusätzlich wirken in dieser Tiefe die Spannungen aus dem Gebirge. Im Falle mit Lockergesteinsüberdeckung sind dies $\sigma_z^* = 280$ kN/m², ohne Lockergesteinsdeckschicht $\sigma_z^* = 200$ kN/m². Die im Untergrund in Höhe der Hohlraumdecke wirkenden Normalspannungen aus dem Streifenfundament betragen im Falle mit Lockergesteinsdeckschicht damit $\sigma_z / \sigma_z^* = 0{,}5$ bis 2 %, im Falle ohne Lockergesteinsdeckschicht $\sigma_z / \sigma_z^* = 1$ bis 5 % der Überlagerungsspannung aus dem Gebirge. Diese wäre im konkreten Fall vom Hohlraum aufzunehmen, ohne dabei einen Verbruch des Hohlraumes zu erzeugen.

Vor diesem Hintergrund wurden weitere Berechnungen der Spannungen im Untergrund in Höhe der Hohlraumdecke für die beiden oben beschriebenen Baugrundmodelle (mit und ohne Lockergesteinsüberdeckung, Abbauhohlraum 8 m unterhalb der Festgesteinsoberfläche) für einen üblichen Wohnhaustyp (Einfamilienhaus ohne Einbindetiefe in den Baugrund) durchgeführt. Das Wohnhaus wurde mit Grundrissabmessungen von 12,0 m x 12,0 m, umlaufenden Streifenfundamenten und einem mittleren Streifenfundament jeweils mit Breiten von b = 0,5 m in den Berechnungen abgebildet. Bei gleichen Sohldrücken von $\sigma_0 = 100$ kN/m² bis 500 kN/m² ergeben sich im Falle mit Lockergesteinsdeckschicht wirkende Normalspannungen in Höhe der Hohlraumdecke von $\sigma_z/\sigma_z^* = 1{,}7$ % bis 8,5 %, im Falle ohne Lockergesteinsdeckschicht $\sigma_z/\sigma_z^* = 3{,}5$ % bis 17 % der Überlagerungsspannung aus dem Gebirge.

Die Beispielrechnungen zeigen, dass im Rahmen der Bauplanung in jedem Fall dezidierte Untersuchungen der Untergrundbedingungen und Standsicherheitsberechnungen auszuführen sind, um die Gefahr eines möglichen Hohlraumverbruchs beurteilen zu können. Dabei sind die Baukonstruktion und die aus dem Bauwerk wirkenden Sohldrücke sowie deren Verteilung in der Gründungsebene zu berücksichtigen. Hierfür sind entsprechend der Regelwerke [144] und [145] Baugrunduntersuchungen und Sicherheitsnachweise für die Gründung selbst und für den Hohlraum zu führen.

11 Zusammenfassende Bewertung

11.1 Verhalten im Lockergesteinsdeckgebirge bis zur Tagesoberfläche

Im Deckgebirge ist die Fortsetzung eines Verbruchs an der Basis der Lockermassenüberdeckung abhängig vom Schichtaufbau. Differenziert werden muss hier zwischen kohäsionslosen Schichten ($\varphi \neq 0$ und $c = 0$) und bindigen Schichten ($\varphi \neq 0$ und $c \neq 0$). Im Bereich von bindigen Schichten bildet sich wegen der Kohäsion eine schlotartige Fortsetzung des Hohlraums ohne größere Veränderungen des Durchmessers. Im Bereich von kohäsionslosen Schichten erweitert sich der Durchmesser des Verbruchs bis zur Tagesoberfläche mit dem Winkel $\beta = 45° + \varphi/2$ gemessen zur Horizontalen. Die Reibungswinkel der kohäsionslosen Schichten liegen zwischen $\varphi = 30°$ und $\varphi = 40°$ (siehe Tabelle 13, Seite 69).

Bei großen Deckgebirgsmächtigkeiten tritt häufig eine „Wechsellagerung“ von bindigen und nicht bindigen Schichten auf. Dies führt zu schichtgebundenen Veränderungen des Durchmessers eines Verbruchs bis zur Tagesoberfläche.

Da es sich bei der Ermittlung der Größe eines tagesbruchgefährdeten Bereichs um eine sicherheitsrelevante Festlegung handelt, sollte ohne genaue Kenntnis des Lockermassendeckgebirges, z. B. durch Baugrundausschlüsse bis zur Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung, das gesamte Lockermassendeckgebirge als kohäsionslos betrachtet werden.

Falls die Mächtigkeit der bindigen Schichten durch Aufschlüsse nachgewiesen bzw. bekannt ist und eine entsprechende Kohäsion ermittelt wurde, kann der Ansatz des Bruchwinkels β an der Oberkante der bindigen Schicht erfolgen.

11.2 Verhalten im Festgestein

Sowohl die analytischen als auch die numerischen Systemmodelle haben gezeigt, dass ein im Festgestein entstandener Hohlraum schlotartig hochbricht. Die in Kapitel 8 berechneten Systemmodelle haben hierbei in der Regel Winkel zwischen 70° und 80° gegen die Horizontale als maximalen Beeinträchtigungsbereich der Trennflächen, wobei diese mit einem Sicherheitsfaktor von 1,5 ermittelt wurden. Diese Werte gelten sowohl für die Liegend- als auch die Hangendwinkel. Von insgesamt mehr als 450 durchgeführten Berechnungsläufen lagen nur wenige Einzelfälle

außerhalb dieses Spektrums. Dies bestätigen auch die ermittelten Korrelationskoeffizienten. Hiermit ist sowohl der Verbruchbereich als auch der Auflockerungsbereich geometrisch eindeutig umschrieben.

Der Durchbruch des Hohlraums zum Lockermassendeckgebirge erfolgt als schlotartige Fortsetzung des Hohlraums ohne größere Veränderungen des Querschnitts. Dies gilt sowohl für Hohlräume aufgrund von flächig geführtem Abbau als auch für Hohlräume aufgrund von langgestreckt aufgefahrenen Grubenbauen, wie z. B. Strecken oder tonnlägigen Schächten.

Für söhlig aufgefahrene Strecken wurde sowohl analytisch als auch numerisch nachgewiesen, dass sich der entstehende Verbruch über dem Hohlraum innerhalb des Gebirges totläuft, sobald die Mächtigkeit der Festgesteinsüberdeckung zwischen Hohlraum und Lockermassendeckgebirge die 2-fache Streckenhöhe überschreitet. Auflockerungszonen sind noch bis zur 4-fachen Streckenhöhe vorhanden. Tagesbrüche sind bereits bei einer Mächtigkeit des Festgesteins von mehr als der 2-fachen Streckenhöhe nicht zu erwarten.

Mit den Untersuchungen wurde weiterhin festgestellt, dass sich söhlige flächenhaft geführte Abbaue analog zu den söhligen Strecken verhalten. Die hier auftretenden Hangend- und Liegendwinkel weisen in den Modellen Werte zwischen 55° und 75° auf. Auch hier ist eine Beeinträchtigung der Hangendschichten nur bis zur 4-fachen Flözmächtigkeit gegeben. Im Falle einer Überlagerung von 8 m (entspricht der 4-fachen Flözmächtigkeit im Modell) ist festgestellt worden, dass erst ab einer Abbaulänge von 6 m ein Verbruch im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung zu erwarten ist.

Sowohl die analytischen als auch die numerischen Prognoseverfahren berücksichtigen bei söhligen Abbauen und Strecken einen Selbstversatz des entstehenden Verbruchs unter Berücksichtigung eines Auflockerungsfaktors k. Bei der Betrachtung des Einflusses des Einfallens einer Strecke gilt für die wirkende Gewichtskraft G die folgende Beziehung:

$$G = h_z \cdot \gamma / k$$

Wird die Gewichtskraft G in die Komponente der treibenden Kraft $T = G \cdot \sin \alpha$ sowie die Reibungskraft $R = G \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi$ zerlegt, so ist festzustellen, dass ein Abrutschen der Verbruchblöcke nicht möglich ist, wenn die Reibungskraft größer als die treibende Kraft ist. Somit ergibt sich nach Umformung die Bedingung $\varphi > \alpha$. Diese Bedingung ist unter Berücksichtigung des Sicherheitsfaktors von 1,5 erfüllt für ein Einfallen $\alpha < 21°$.

Die Systemmodelle haben für Strecken und Abbaue in Flözlagerstätten gezeigt, dass bis zu einem Einfallen von 20° bei einer Felsüberlagerung von wenigstens der vierfachen Abbaumächtigkeit keine Beeinträchtigung der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung auftritt. Zwischen 20° und 45° Einfallen ist eine Felsüberlagerung des Abbauhohlraum von 10 m (5-fache Abbaumächtigkeit) erforderlich, damit die Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung nicht beeinträchtigt wird.

Die erstellten Systemmodelle haben weiterhin gezeigt, dass Einwirkungen aus flächenhaft geführtem Abbau, aus geneigten Strecken sowie von tonnlägigen Schächten mit einem Einfallen > 45°und ≤ 75° auf die Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung nicht mehr gegeben sind, sobald die Festgesteinsüberdeckung mehr als 17 m beträgt.

Für flächig geführte Abbaue und tonnlägige Schächte mit einem Einfallen > 75° lassen sich in den Systemmodellen keine verlässlichen Werte für eine Begrenzung der erforderlichen Festgesteinsüberdeckung ermitteln. Mit zunehmender Teufe des Hohlraums stellen sich auch hier Hangend- und Liegendwinkel um 90° ein. Der Verbruchbereich im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung reduziert sich hier bis auf die Breite des Abbauhohlraums.

Beim Abbau von Erzgängen konnte festgestellt werden, dass die hier geschaffenen Abbauhohlräume im ungünstigsten Fall bis zu einer Festgesteinsüberdeckung von 20 m zu einem Verbruch der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung führen können. Die Gefährdungsbereiche im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung wiesen hierbei einen teufenabhängigen Abstand zwischen 2 m und 20 m vom Ausbiss des Ganges auf.

Das erstellte Systemmodell für den Bereich Siegen-Rosterberg (Kapitel 8.2) stellt den ungünstigsten Fall für eine Beeinträchtigung der Tagesoberfläche durch untertägigen Gangerzabbau dar. Vergleichsberechnungen für die nach Kapitel 8.4 möglichen Lagerungsverhältnisse im Rheinischen Schiefergebirge haben dies bestätigt.

Vergleichsberechnungen für senkrecht zum Streichen orientierte Gänge, wie z. B. die Nord-Süd streichenden Gänge in der Grube „Friedrich-Wilhelm“ bei Herdorf südlich von Siegen, konnten aufgrund fehlender Daten nicht durchgeführt werden.

Im Ramsbecker Revier streichen die Gänge ähnlich wie im Systemmodell für den Bereich Siegen-Rosterberg. Hier sind diese aber an Überschiebungen gebunden und hierdurch viel flacher,

teilweise sogar söhlig. Die Übertragbarkeit des erstellten Systemmodells auf die dortigen Verhältnisse konnte aufgrund fehlender Daten ebenfalls nicht verifiziert werden.

11.3 Einfluss von Gruben- und Grundwasser

In den zahlreichen in diesem Gutachten untersuchten Prognoseverfahren wird der Anstieg des Grubenwassers bis in die Hohlräume des Altbergbaus nicht betrachtet. Auch ist in den Altbergbaurevieren in Nordrhein-Westfalen kein großflächiger Anstieg des Grubenwassers in bisher nicht geflutete Grubenbaue des Altbergbaus, die auch heute noch einwirkungsrelevant für die Standsicherheit der Tagesoberfläche sind, zu erwarten.

Ein Grubenwasseranstieg in der Teufe kann zu Hebungen des Hangenden und an der Geländeoberfläche führen. Der untertägige Anstieg des Grubenwassers ist in der Regel nicht mit größeren Stoffströmen um die neu gefluteten Hohlräume verbunden. Dies wurde an der Ruhr-Universität Bochum im Rahmen der experimentellen Untersuchungen von Lockermassenfüllsäulen in Schächten bestätigt [155].

Spannungsänderungen um die neu gefluteten Hohlräume und Veränderungen der Reibung an bestehenden Trennflächen können grundsätzlich auch zu Bodenbewegungen an einwirkungsrelevanten Grubenbauen des Altbergbaus führen. Dies kann insbesondere im näheren Bereich von tektonischen Störungen Auswirkungen auf die Standsicherheit der Tagesoberfläche im Gefährdungsbereich der Grubenbaue des Altbergbaus haben. Hierbei handelt es sich jedoch um Sonderfälle, die eine Einzelfallbetrachtung erforderlich machen.

Für den bruchauslösenden Altbergbau wird keine Beeinflussung der in diesem Gutachten beschriebenen Gefährdungsbereiche durch Veränderungen des Grubenwasserniveaus erwartet. Nur wenn der Altbergbau im Bereich einer tektonischen Störung liegt, können dort durch unstetige Bodenbewegungen ebenfalls weitere Gefährdungsbereiche entstehen.

Bei Schächten des Altbergbaus ist in [155] zur Beurteilung des Einflusses des Grubenwasserwiederanstiegs auf die Standfestigkeit der Lockermassenfüllsäulen festgestellt worden:

1.) Lockermassenfüllsäulen versagen nach den Modellversuchen nur dann, wenn ein Wasserzutritt von oben in die Schachtfüllsäule erfolgt. Hierdurch werden hohe Strömungskräfte erzeugt, die eine Erosion der stabilisierenden Anschlagsböschung hervorrufen.

2.) Bei einem Grubenwasserspiegelanstieg bleibt die Stabilität der Anschlagsböschung wegen geringerer Strömungskräfte erhalten. Durch die Wassersättigung der Füllsäule kommt es zwar zu einer Sackung der Füllsäule, die aber nicht zu einem Versagen führt.

3.) Bei inhomogenen Lockermassenfüllsäulen, durch die Füllung bedingte Hohlraumbildungen im Schacht u. a. können ggf. Randbedingungen vorliegen, die ein Versagen der Füllsäule im Schacht hervorrufen.

Anders verhält es sich mit dem Einfluss des Grundwassers oder sonstiger übertägiger Wasserzuströme. Wie in Kapitel 5.4 gezeigt, kann eine Wasserwegigkeit aus dem Lockermassendeckgebirge in das Festgesteinsgebirge zu Erosions- und Suffosionserscheinungen führen. Der der Überlagerung entzogene Feinkornanteil kann zu Einbrüchen an der Tagesoberfläche führen. Dies wurde sinngemäß durch die o. g. Versuche [155] für Schachtfüllsäulen bestätigt.

Für die Lockergesteinsüberdeckung kann abgeleitet werden, dass bei einer Lockergesteinsüberdeckung von mindestens 6 m (schluffige Sande bei stationärem strömungsfreiem Grundwasser) über einem 1,0 m breiten Hohlraum (Spalte) ein Verbruch der Überlagerung mit ausreichender Sicherheit (Sicherheitsfaktor $\eta = 1{,}5$) ausgeschlossen werden kann. Für andere geometrische oder geotechnische Verhältnisse sind vergleichbare, gesonderte Untersuchungen erforderlich und bei strömendem Grundwasser ebenfalls.

12 Empfehlungen zur zukünftigen Vorgehensweise

In diesem Kapitel werden Empfehlungen gegeben, wie die Gefährdungsbereiche des Altbergbaus an der Tagesoberfläche zukünftig ermittelt werden sollten. Dabei ist zu beachten, dass diese Empfehlungen sich auf ungestörte Lagerungsverhältnisse beziehen. Im Umfeld von Anomalien, z. B. tektonische Störungen, sind Einzelfallbetrachtungen durchzuführen.

Liegen mehrere Abbaue im einwirkungsrelevanten Teufenbereich sind diese jeweils einzeln zu betrachten. Der Gefährdungsbereich setzt sich dann aus der Summe der Einzelbetrachtungen zusammen (Superpositionsprinzip).

Die Gefährdungsbereiche werden im Folgenden jeweils im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung ausgewiesen.

Die Fortsetzung des Verbruchs bis zur Tagesoberfläche ist dann jeweils wie folgt zu bestimmen:

- Für das Verbruchverhalten des Lockermassendeckgebirges und somit zur Ausweisung des Gefährdungsbereichs an der Tagesoberfläche soll ohne Kenntnis des exakten Lockermassendeckgebirgsaufbaus die Überlagerung als kohäsionslos angesehen werden.
- Der Verbruch weitet sich von der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung bis zur Tagesoberfläche allseitig mit dem Winkel $\beta = 45° + \varphi/2$ aus. Es wird empfohlen, ohne Kenntnis des tatsächlichen Reibungswinkels φ einen Wert von $\varphi = 30°$ anzusetzen. Somit beträgt der allseits anzusetzende Winkel 60° gegenüber der Horizontalen.
- Liegen Erkenntnisse über den exakten Aufbau des Lockermassendeckgebirges vor, so ist in den bindigen Schichten keine Vergrößerung des Durchmessers des Verbruchs und in den kohäsionslosen Schichten eine allseitige Aufweitung des Verbruchs mit einem Winkel von 60° zur Horizontalen anzusetzen.
- Bei Ansatz eines Reibungswinkels von $\varphi = 30°$ und einer Teufe der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung h_n lässt sich die allseitige Vergrößerung des Gefährdungsbereichs bis zur Tagesoberfläche auch beschreiben durch $h_n \cdot \tan(45-\varphi/2) = 0{,}577 \cdot h_n$. Zur Vereinfachung sollte hier auf $0{,}6 \cdot h_n$ aufgerundet werden.

Es wird empfohlen, den Gefährdungsbereich GB_T an der Tagesoberfläche wie folgt festzulegen (Abb. 210):

$$GB_T = GB_{BkL} + 2 \cdot 0{,}6 \cdot h_n$$

mit: GB_T = Abmessung Gefährdungsbereich an der Tagesoberfläche, [m]
GB_{BkL} = Abmessung Gefährdungsbereich im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung, [m]
h_n = Teufe der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung. [m]

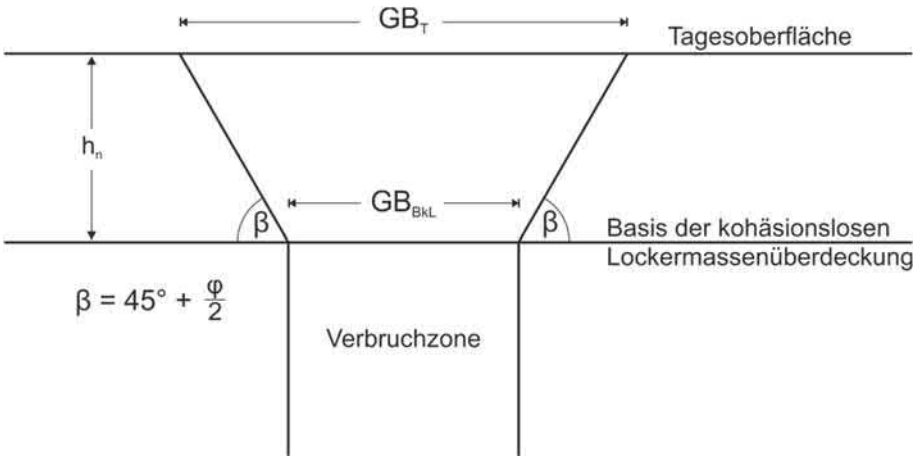


Abb. 210: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs im Niveau der Tagesoberfläche

12.1 Gefährdungsbereiche Abbaue des Altbergbaus in NRW

12.1.1 Flözlagerstätte

Nach Auswertung aller durchgeführten Untersuchungen wird vorgeschlagen, den Gefährdungsbereich flächiger Abbaue in einer Flözlagerstätte in Abhängigkeit von deren Einfallen festzulegen.

- Für Abbaue mit einem Einfallen ≤ 20° ergibt sich nach Kapitel 8.1, dass der Einwirkungsbereich innerhalb des Gebirges nur bei einer Festgesteinsüberdeckung von weniger als der 4-fachen Mächtigkeit des Abbauhohlraums g bis zur Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung durchschlägt.

- Für Abbaue mit einem Einfallen > 20° und ≤ 45° ergibt sich nach Kapitel 8.1, dass der Einwirkungsbereich innerhalb des Gebirges nur bei einer Festgesteinsüberdeckung von weniger als der 5-fachen Mächtigkeit des lotrechten Abbauhohlraums g‘ bis zur Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung durchschlägt (Abb. 211).
- Die Systemmodelle haben gezeigt, dass Verbrüche über flächig geführtem Abbau unabhängig vom Einfallen (>45° bis 75°) bei einer Festgesteinsüberlagerung von mehr als 17 m, dies entspricht der 8,5-fachen Mächtigkeit des lotrechten Abbauhohlraums g‘, nicht mehr bis zur Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung BkL durchschlagen (Abb. 163).
- Bei einem Einfallen > 75° liefern die Systemmodelle keine statistisch ausreichend gesicherten Werte. Aus den Modellen ergibt sich, dass die Flanken des Verbruchbereichs hier schichtparallel und somit nahezu senkrecht stehen. Dies führt dazu, dass mit zunehmendem Einfallen die Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung durch die Breite des Abbauhohlraums definiert ist.
- Zur Teufe wird der Verbruchbereich bei steilem Einfallen (α > 75°) durch die Teufe der angeschlossenen Stollen-/Fördersohle begrenzt. Die Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung GB_{BkL} ist abhängig von der Breite des Flözausbisses m sowie der Teufe T dieser Sohle und dem Einfallen α des Flözes. Bestimmen lässt sich die Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung im Hangenden des Abbauhohlraums durch $GB_{BkL} = \frac{T}{\tan \propto} + \frac{m}{sin \propto}$ (Abb. 212).
- In Abbildung 213 ist beispielhaft die Breite des Verbruchstreifens im Hangenden des Abbauhohlraums ohne Berücksichtigung der Breite des Flözausbisses für den Teufenbereich 5 m bis 40 m dargestellt. Liegt die angeschlossene Stollen-/Fördersohle in größerer Teufe, so sind zur graphischen Ermittlung der Breite des Verbruchstreifens die dargestellten Graphen linear zu verlängern.

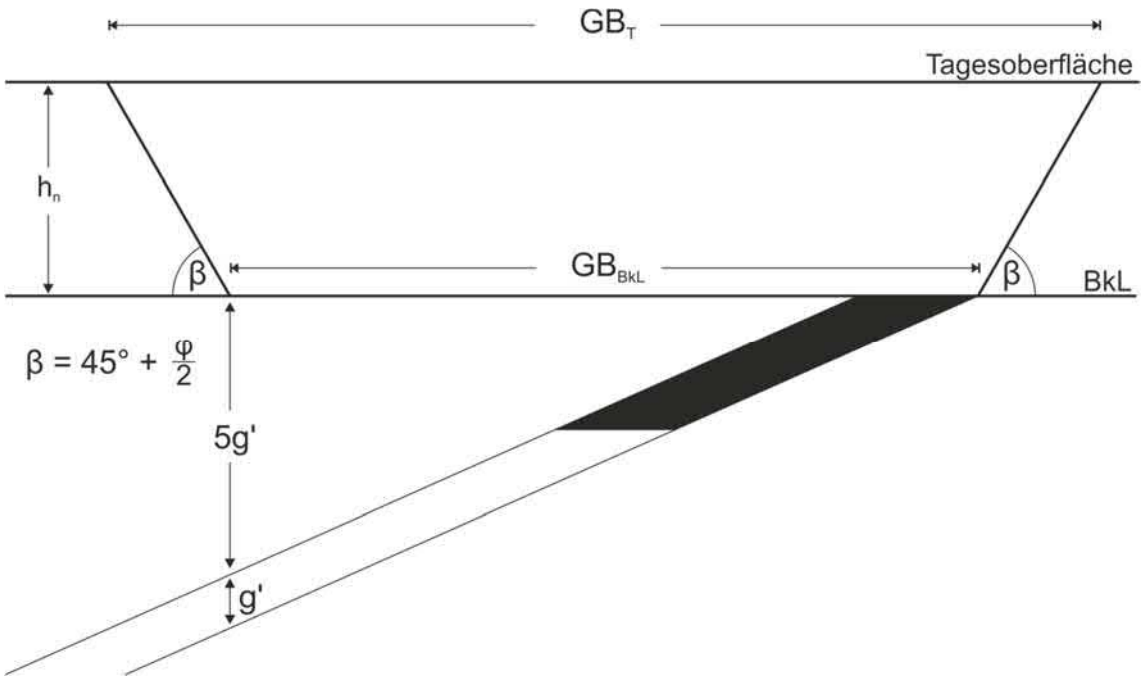


Abb. 211: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs flächiger Abbaue in einer Flözlagerstätte bei einem Einfallen < 45°

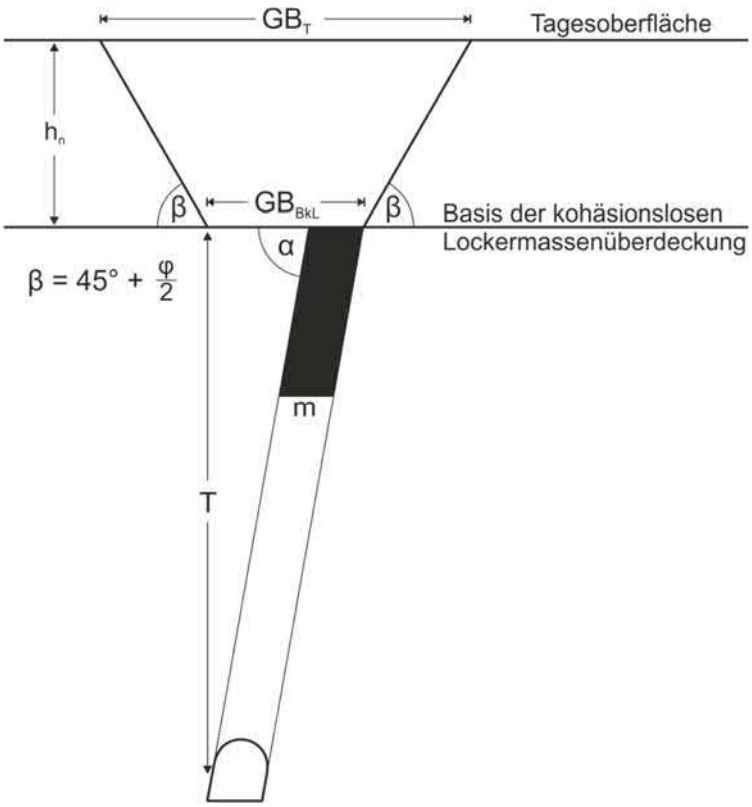


Abb. 212: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs flächiger Abbaue in einer Flözlagerstätte bei einem Einfallen > 75°

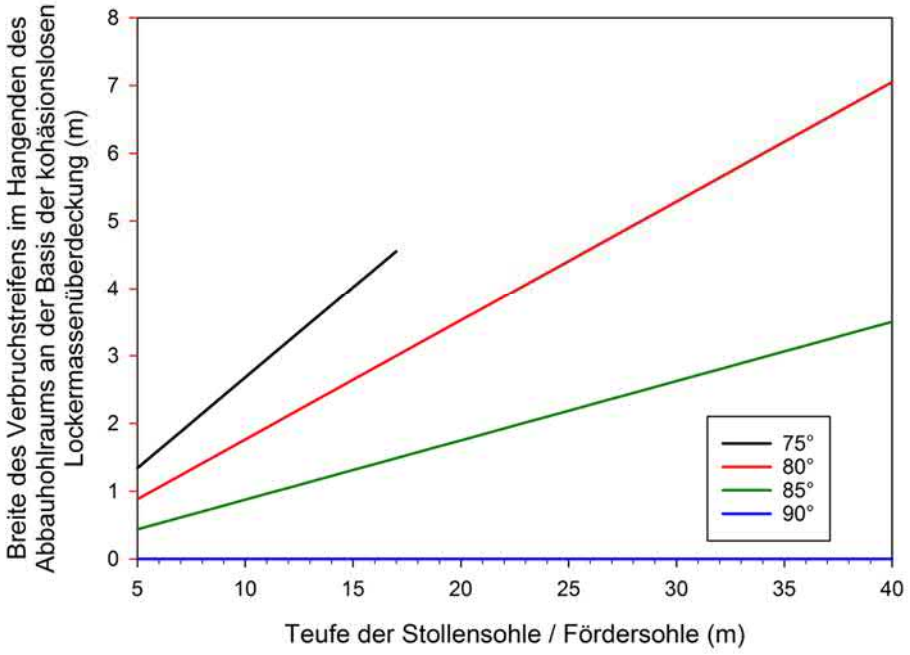


Abb. 213: Bestimmung der Breite des Verbruchstreifens im Hangenden des Abbauhohlraums ohne Berücksichtigung der Breite des Flözausbisses. Dargestellt für den Teufenbereich 5 m bis 40 m.

Es wird empfohlen, für Abbauflächen in Flözlagerstätten den Gefährdungsbereich im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung wie folgt einzugrenzen:

für α ≤ 20°	Erforderliche Festgesteinsüberdeckung vierfache Mächtigkeit des Abbauhohlraums g. Sofern diese nicht bekannt ist, sollte eine Mindestfestgesteinsüberdeckung von 8 m angesetzt werden.
für 20° < α ≤ 45°	Erforderliche lotrechte Festgesteinsüberdeckung fünffache Mächtigkeit des lotrechten Abbauhohlraums g‘. Sofern diese nicht bekannt ist, sollte eine Mindestfestgesteinsüberdeckung von 10 m angesetzt werden.
für 45° < α ≤ 75°	Erforderliche lotrechte Festgesteinsüberdeckung 8,5-fache Mächtigkeit des lotrechten Abbauhohlraums g‘. Sofern diese nicht bekannt ist, sollte eine Mindestfestgesteinsüberdeckung von 17 m angesetzt werden.
für α > 75°	Breite des Flözausbisses m + teufenabhängiger Verbruchstreifen im Hangenden des Abbauhohlraums: $GB_{BkL} = \frac{T}{\tan \propto} + \frac{m}{sin \propto}$

Der Gefährdungsbereich flächiger Abbaue in einer Flözlagerstätte liegt im Hangenden des Flözes und umfasst auch die Breite des Flözausbisses im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung.

Liegen mehrere Abbaue im einwirkungsrelevanten Teufenbereich sind diese jeweils einzeln zu betrachten. Der Gefährdungsbereich setzt sich dann aus der Summe der Einzelbetrachtungen zusammen (Superpositionsprinzip).

Begrenzt zur Teufe wird der Verbruchbereich bei steilem Einfallen (α > 75°) durch die Teufe der angeschlossenen Stollen-/Fördersohle.

12.1.2 Ganglagerstätte

Nach Auswertung der durchgeführten Berechnungen von Abbauen in Erzgängen wird vorgeschlagen, den Gefährdungsbereich geführter Abbaue in einer Ganglagerstätte in Abhängigkeit von deren Teufe und dem Abstand zum Gangausbiss im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung festzulegen.

- Abbaue von Gängen bis zu 5 m Mächtigkeit führen selbst bei ungünstigen Bedingungen ab einer Felsüberlagerung von 20 m nicht mehr zu einer Beeinträchtigung der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung (Abb. 178 und 179, Tab. 32 und 33).
- Die Gefährdungsbereiche im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung weisen einen teufenabhängigen Abstand zwischen 2 m und 20 m vom Ausbiss des Ganges auf. Mit zunehmender Felsüberlagerung entfernt sich der Verbruchbereich vom Ausbiss des Ganges. (Abb. 214, 215 und 216).

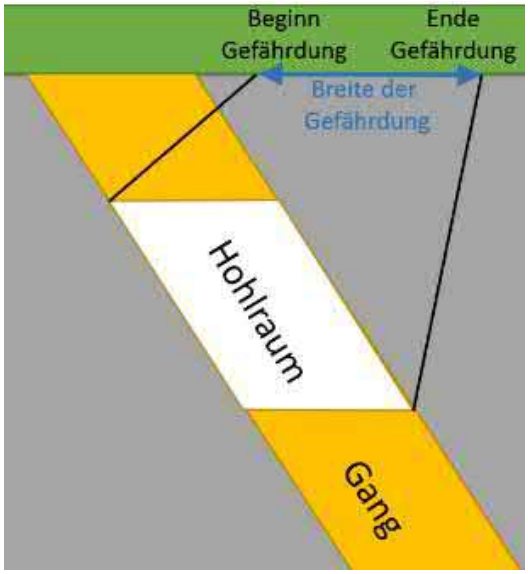


Abb. 214: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung einer abgebauten Ganglagerstätte

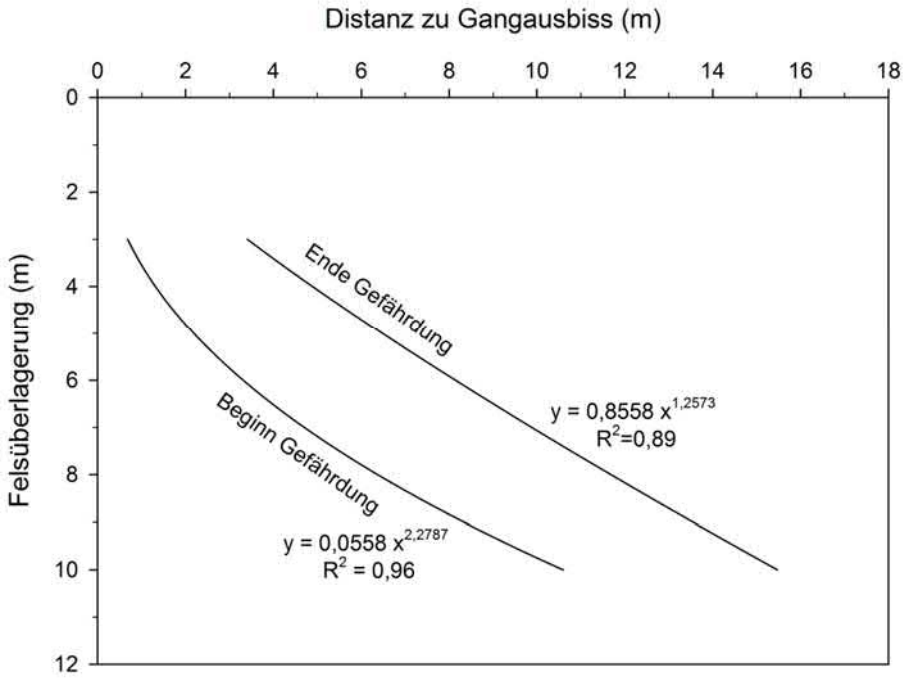


Abb. 215: Beginn und Ende des Gefährdungsbereichs im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung als Funktion der Felsüberlagerung bei φ = 30°

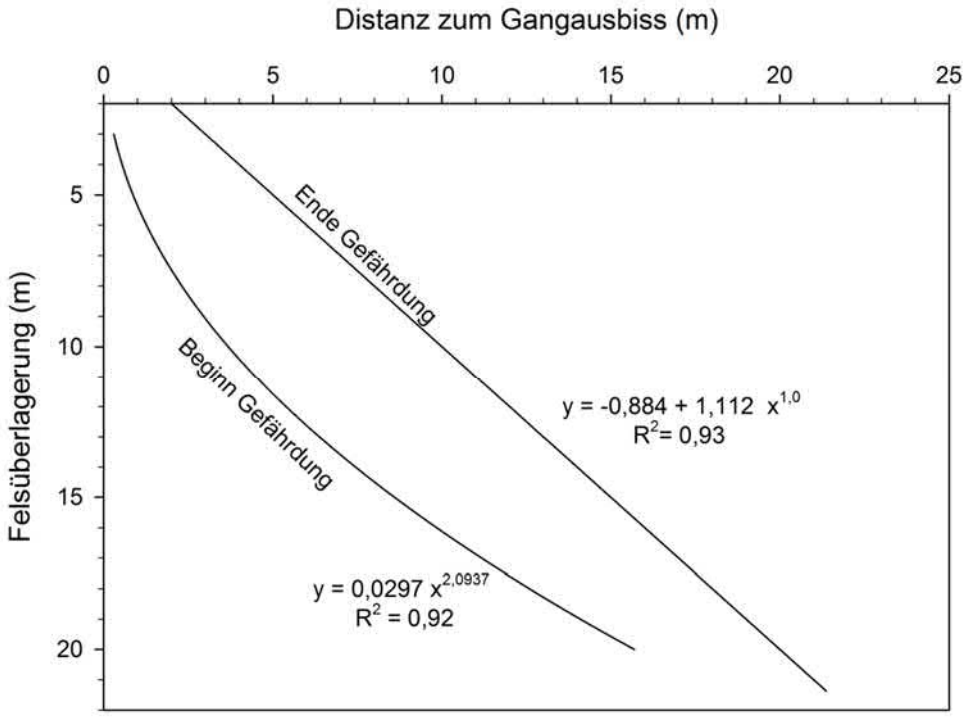


Abb. 216: Beginn und Ende des Gefährdungsbereichs im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung als Funktion der Felsüberlagerung bei φ = 15°

Es wird empfohlen, für Abbaue in Ganglagerstätten den Gefährdungsbereich im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung wie folgt einzugrenzen:

für $\varphi \geq 30°$ Erforderliche lotrechte Festgesteinsüberdeckung 10 m

für $\varphi < 30°$ Erforderliche lotrechte Festgesteinsüberdeckung 20 m

Der Abstand des Gefährdungsbereichs zum Gangausbiss im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung soll in Abhängigkeit von der Festgesteinsüberdeckung x und dem Reibungswinkel φ wie folgt bestimmt werden:

für $\varphi \geq 30°$ Distanz zum Gangausbiss

Beginn Gefährdungsbereich: $y = 0{,}0558 \cdot x^{2{,}2787}$

Ende Gefährdungsbereich: $y = 0{,}8558 \cdot x^{1{,}2573}$

für $\varphi < 30°$ Distanz zum Gangausbiss

Beginn Gefährdungsbereich: $y = 0{,}0297 \cdot x^{2{,}0937}$

Ende Gefährdungsbereich: $y = -0{,}884 + 1{,}112 \cdot x^{1{,}0}$

Der Gefährdungsbereich geführter Abbaue in einer Ganglagerstätte liegt im Hangenden des Ganges und entfernt sich mit zunehmender Felsüberlagerung vom Gangausbiss im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung.

Achtung:

Diese Empfehlung gilt nur bei vergleichbaren Lagerstättenorientierungen wie im Systemmodell Siegen-Rosterberg. Bei abweichender Orientierung sind Einzelfallbetrachtungen durchzuführen. Nach Vorliegen ausreichenden Datenmaterials können hierfür Systemmodelle erstellt werden.

12.2 Gefährdungsbereiche linienförmiger Grubenbaue des Altbergbaus in NRW

12.2.1 Strecken

Nach Auswertung aller durchgeführten Untersuchungen wird vorgeschlagen, den Gefährdungsbereich linienförmiger Grubenbaue in Abhängigkeit von deren Festgesteinsüberdeckung festzulegen.

- Bei söhlig aufgefahrenen Strecken läuft sich der entstehende Verbruch über dem Hohlraum innerhalb des Gebirges tot, sobald die Mächtigkeit der Festgesteinsüberdeckung zwischen Hohlraum und Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung die zweifache Streckenhöhe überschreitet. Auflockerungszonen sind noch bis zur vierfachen Streckenhöhe vorhanden. Tagesbrüche sind bereits bei einer Mächtigkeit des Festgesteins von mehr als der zweifachen Streckenhöhe nicht zu erwarten.

Es wird vorgeschlagen, den Gefährdungsbereich söhliger Strecken im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung analog zu Kapitel 12.1 festzulegen. Diese Festlegungen entsprechen dem in Kapitel 7.10 dargestellten Vorschlag zur analytischen Bestimmung der Tagesbruchgefahr.

Die zur Vermeidung eines Tagesbruchs erforderliche lotrechte Festgesteinsüberdeckung beträgt die vierfache Mächtigkeit der Streckenhöhe. Sofern diese nicht bekannt ist, sollte eine Mindestfestgesteinsüberdeckung von 10 m angesetzt werden.

Die Breite des Gefährdungsbereichs im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung entspricht der Streckenbreite.

12.2.2 Tagesöffnungen

a) Seigere Tagesöffnung

Nach Auswertung aller durchgeführten Untersuchungen wird vorgeschlagen, den Gefährdungsbereich seigerer Tagesöffnungen in Abhängigkeit von deren Geometrie festzulegen.

- Der Verbruch einer seigeren Tagesöffnung erreicht im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung maximal die Dimension des Schachts D (Durchmesser bzw.Länge und Breite), sowie die doppelte Dicke des Ausbaus A sowie die doppelte Dicke des ehemaligen Arbeitsraums gebirgsseitig der Schachtwandung.

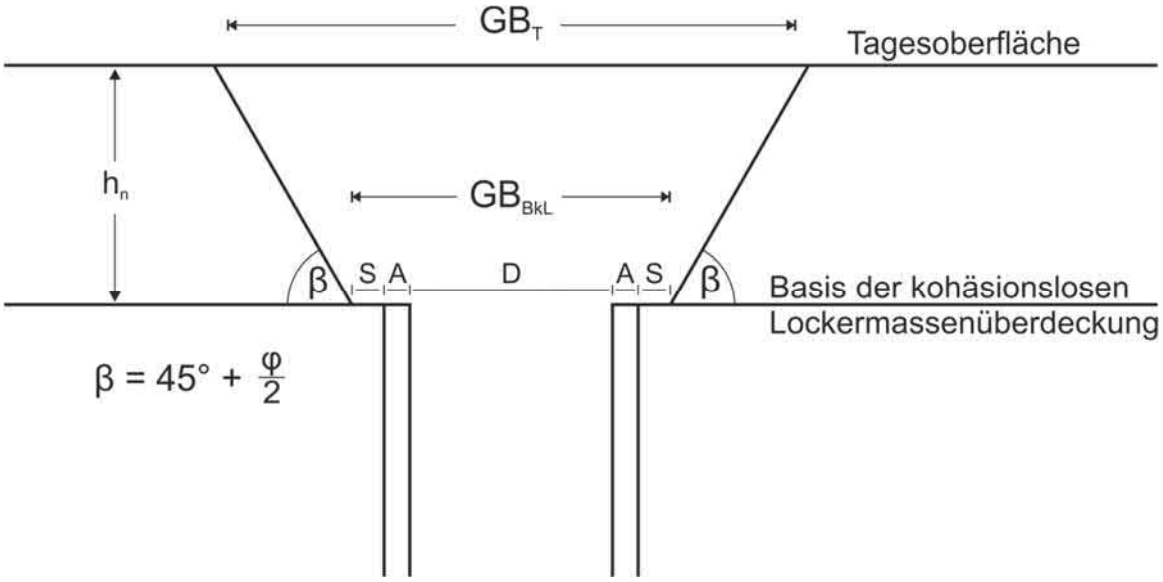


Abb. 217: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs einer seigeren Tagesöffnung

Der Gefährdungsbereich im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung kann wie folgt beschrieben werden:

$$GB_{BkL} = D + 2 \cdot (A + S)$$

mit:	GB_{BkL}	=	Abmessung Gefährdungsbereich im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung,	[m]
	D	=	Dimension des Schachts,	[m]
	A	=	Dicke des Schachtausbaus,	[m]
	S	=	Sicherheitszuschlag für den ehemaligen Arbeitsraum, (empfohlen wird ein Zuschlag von 1,5 m).	[m]

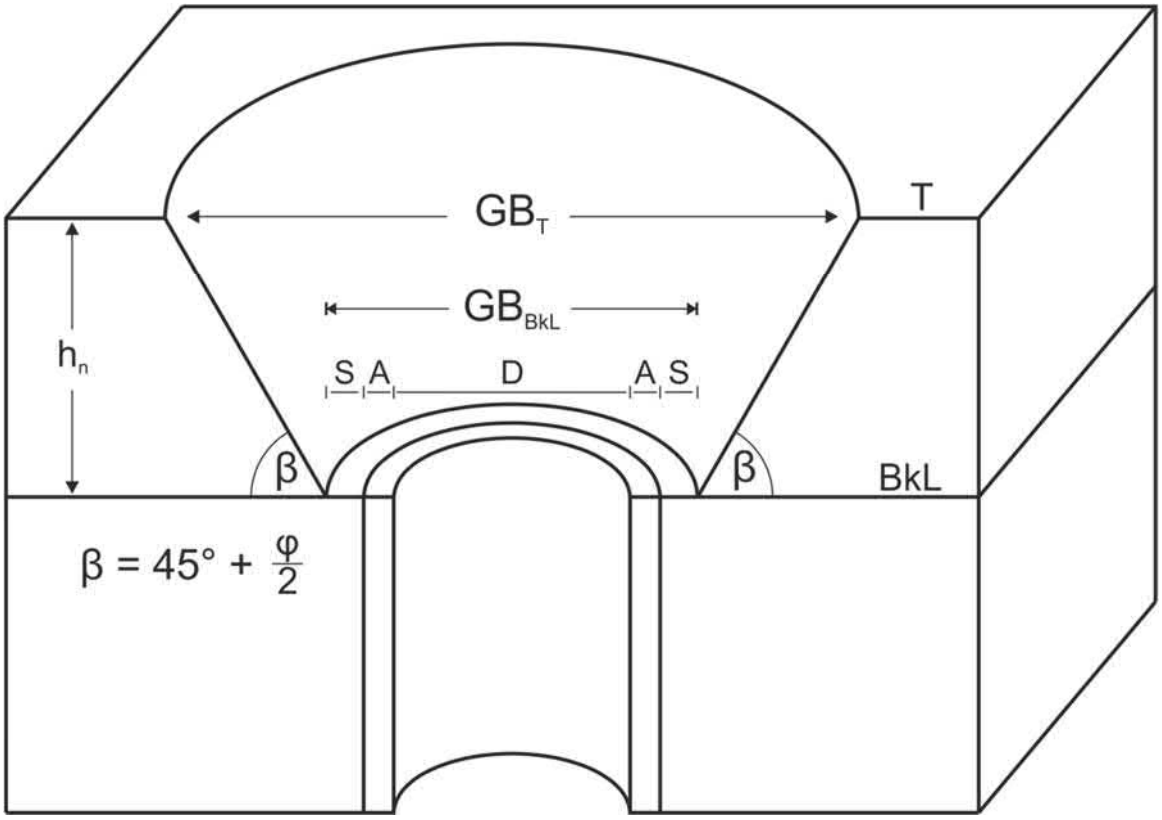


Abb. 218: Prinzipskizze zur räumlichen Darstellung des Gefährdungsbereichs einer runden seigeren Tagesöffnung

b) Tonnlägige Tagesöffnung

Nach Auswertung aller durchgeführten Untersuchungen wird vorgeschlagen, den Gefährdungsbereich tonnlägiger Tagesöffnungen in Abhängigkeit von deren Geometrie und deren Festgesteinsüberlagerung festzulegen.

- Bei tonnlägigen Tagesöffnungen haben sowohl die analytischen als auch die numerischen Modelle gezeigt, dass der Verbruch über dem Schacht schlotartig bis zur Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung durchschlägt oder sich im Festgesteinsgebirge totläuft. Durch die schlotartige Ausbildung ist die Größe der Verbruchfläche im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung somit sowohl im Schachtdurchstoßpunkt als auch beim Versagen tiefer liegender Schachtabschnitte auf die Breite des Schachts begrenzt.
- Die Systemmodelle haben gezeigt, dass Verbrüche über flächig geführtem Abbau unabhängig vom Einfallen (45 bis 75°) bei einer Festgesteinsüberlagerung von mehr als 17 m nicht mehr bis zur Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung

durchschlagen (Abb. 163). Da es sich bei tonnlägigen Schächten um Grubenbaue mit begrenzter Seitenausdehnung handelt, wird die erforderliche Festgesteinsüberdeckung zum Ausschluss eines Durchschlagens des Verbruchs an der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung vermutlich geringer ausfallen. Ohne Nachweis sollten die genannten 17 m auch für tonnlägige Schächte angesetzt werden.

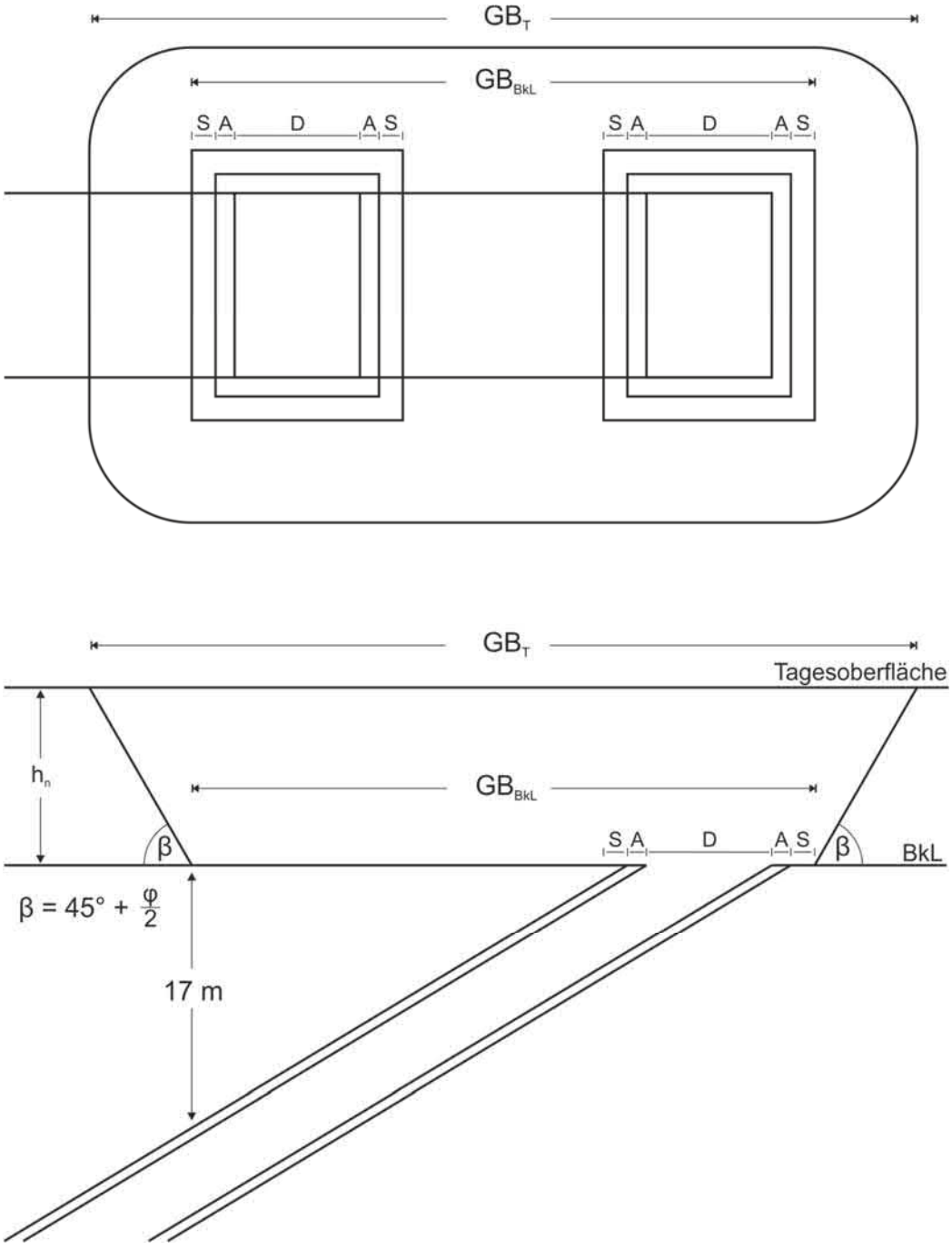


Abb. 219: Prinzipskizze zur Darstellung des Gefährdungsbereichs einer tonnlägigen Tagesöffnung. Oben: Grundriss, unten: Schnitt

Es wird empfohlen, für tonnlägige Schächte den Gefährdungsbereich im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung analog zum Gefährdungsbereich für seigere Schächte zu berechnen. Hierzu sollte zunächst der Gefährdungsbereich im Durchstoßpunkt des Schachts an der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung ermittelt werden, anschließend an der Stelle, an der abhängig vom Einfallen, eine Festgesteinsüberdeckung von 17 m gegeben ist. Die beiden sich dann ergebenen Rechtecke/Kreise sollten mittels parallel zur Schachtachse verlaufenden Tangenten miteinander verbunden werden, um den relevanten Gefährdungsbereich tonnlägiger Schächte zu ermitteln.

c) Gebrochene oder abgesetzte Tagesöffnung

Nach Auswertung aller durchgeführten Untersuchungen wird vorgeschlagen, den Gefährdungsbereich gebrochener oder abgesetzter Tagesöffnungen als Kombination der Gefährdungsbereiche seigerer und tonnlägiger Tagesöffnungen festzulegen.

12.2.3 Blindschächte

Die Untersuchungen der Einwirkungsrelevanz von Grubenbauen des oberflächennahen und tiefen Bergbaus haben gezeigt, dass das Hangende eines Blindschachts bis zur Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung verbrechen kann.

- Berechnungen der Höhe der Verbruch-/Auflockerungszone des Druckgewölbes über einem Hohlraum zeigen einen Zusammenhang von Durchmesser des Blindschachts und der erforderlichen Festgesteinsüberdeckung.
- Die Berechnungen wurden für Blindschachtdurchmesser von 2 m, 4 m, 6 m und 8 m durchgeführt. Das Ergebnis der Berechnungen liefert die für den Schutz gegen Verbruch bis zur Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung erforderliche Festgesteinsüberdeckung des Blindschachts.
- Bei den Berechnungen wurde eine unendliche Teufe des Blindschachts angenommen, so dass kein Auflockerungsfaktor angesetzt wurde.

- **Tab. 37: Erforderliche Festgesteinsüberdeckung über einem Blindschacht**

Durchmesser Blindschacht	Erforderliche Festgesteinsüberdeckung
2 m	31 m
4 m	45 m
6 m	56 m
8 m	66 m

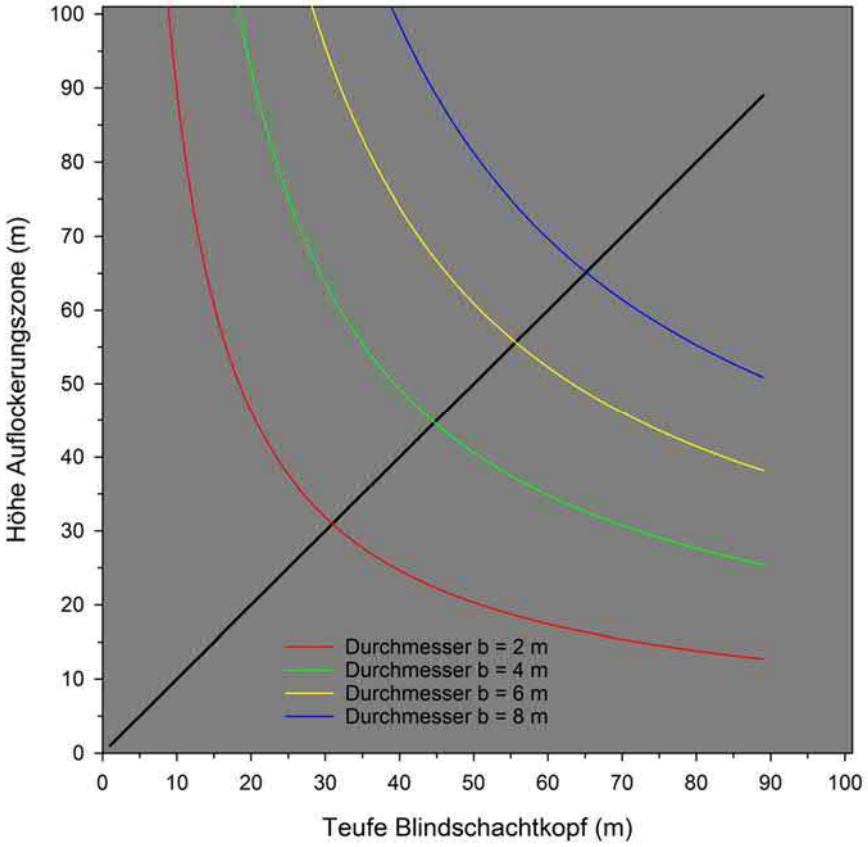


Abb. 220: Erforderliche Festgesteinsüberdeckung eines Blindschachts zur Vermeidung einer Tagesbruchgefahr

Es wird daher empfohlen, für Blindschächte den Gefährdungsbereich im Niveau der Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung analog zu dem Gefährdungsbereich für seigere Schächte zu berechnen. Hierzu sollte zunächst gemäß Abbildung 220 ermittelt werden, ob das Druckgewölbe die Basis der kohäsionslosen Lockermassenüberdeckung erreicht.

Die Diagonale in Abbildung 220 stellt den Übergang von Tagesbruchgefahr (oberhalb der Diagonalen) und Ausbildung eines stabilen Druckgewölbes (unterhalb der Diagonalen) dar.

Dortmund, den 23. Juni 2020

Dr. Michael Clostermann .....

Prof. Dr. Michael Alber .....

Prof. Dr. Dietmar Placzek .....

Prof. Dr. Anton Sroka .....

13 Literaturverzeichnis

13.1 Literatur zu Kapitel 2

[1] Bauer, G.; Hesemann, J.; v. Kamp, H.; Müller, D.; Pietzer, H.; Podufal, P.; Scherp, A. und F.–W. Wellmer (1979): Die Blei-Zink-Lagerstätten von Ramsbeck und Umgebung, Geologisches Jahrbuch Reihe D, Heft 33.

[2] Dölling, M. und A. Lenz (2010). Der Strontianitbergbau im Raum Drensteinfurt (Münsterland) – ein weitgehendes vergessenes Montanerbe birgt aktuelle Georisiken. SDGG Heft 73, pp. 31 – 43.

[3] GD NRW (1983). Geologie der Steinkohlenlagerstätte des Erkelenzer Horstes.

[4] GD NRW (1986). Fortschritte in der Geologie von Rheinland und Westfalen. Band 34: Geochemie und Vererzung im Rheinischen Schiefergebirge.

[5] GD NRW (1988). Geologie am Niederrhein.

[6] GD NRW (1988). Geologie der Aachener Steinkohlenlagerstätte.

[7] GD NRW (1995). Geologie im Münsterland.

[8] GD NRW (2003). Geologie im Weser- und Osnabrücker Bergland.

[9] GD NRW (2010). Geologie im Rheinischen Schiefergebirge – Teil 1: Nordeifel.

[10] GD NRW (2012). Geologie im Rheinischen Schiefergebirge – Teil 2: Bergisches Land.

[11] GD NRW (2017). Geologie im Rheinischen Schiefergebirge – Teil 3: Sauer- und Siegerland.

[12] https://www.bezreg-arnsberg.nrw.de/themen/a/altbergbau_gefahrenabwehr/index.php

[13] https://www.bezreg-arnsberg.nrw.de/themen/a/altbergbau_gefahrenabwehr/prinzipskizze.pdf

[14] https://boreholemap.bgr.de/mapapps/resources/apps/boreholemap/index.html?lang=de

[15] https://www.gd.nrw.de/zip/produkte.pdf

[16] Kleinebeckel, Arno (1986): Unternehmen Braunkohle. Geschichte eines Ruhstoffs, eines Reviers, einer Industrie im Rheinland, Rheinische Braunkohlenwerke Aktiengesellschaft, Köln

[17] Röhrs, H. (1992). Bergbau und Eisenhütten zwischen Ems und Weser. Ibbenbürener Vereinsdruckerei, Ibbenbüren.

[18] Sikorski A. (2010). Altbergbau in Nordrhein-Westfalen. Bergbau (1/2010), pp. 9 – 14.

13.2 Literatur zu Kapitel 4

[19] Alber, M. (2001). Anisotropy of a regularly jointed limestone rock mass and its effects on geomechanical parameters. Rock Mechanics - a Challenge for Society (Proc. ISRM Int. Symp. Eurock'01, Helsinki), Särkkä & Eloranta (eds.), Balkema, Rotterdam, pp. 199-204

[20] Alber, M. and J. Schwarz (2015). Experiments on low-friction discontinuities from carboniferous strata in the Ruhr-Mining district. Proc. EUROCK 2015 & 64th Geomechanics Colloquium, Schubert & Kluckner (eds). ÖGG, Salzburg, Austria. pp. 529-534

[21] Alber, M. und R. Fritschen (2009). Gesteins- und gebirgsmechanische Untersuchungen der Ursachen bergbauinduzierter seismischer Ereignisse. Schriftenreihe des Inst. Markscheidewesen TU Freiberg Heft 2009-1: 10. Geokinematischer Tag, VGE Verlag GmbH, Essen, pp. 79-88

[22] DIN EN ISO 14689-1 (2011): Geotechnische Erkundung und Untersuchung –Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels –Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14689-1:2003); Deutsche Fassung EN ISO 14689-1:2003. Beuth-Verlag, Berlin.

[23] Esterhuizen, G.S. und C.O. Karacan (2007). A methodology for determining gob permeability distributions and its application to reservoir modeling of coal mine longwalls. In: Proceedings of the SME annual meeting and exhibition. Denver, Colorado, 25- 28 February;2007

[24] Hartman, H.L. (1992). ed. SME Mining Engineering Handbook. 2nd Edition. Vol. 2. Littleton, Colorado: Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc. 1992

[25] Hoek, E & E.T. Brown (1997): Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol 34, No 8, 1997, pages 1165-1186

[26] Lowson & Bieniawski (2013): Critical Assessment of RMR based Tunnel Design Practices: a Practical Engineer's Approach. RETC 2013

[27] Ofoegbu, G.I. ; Read, R.S.; und F. Ferrante (2008) Bulking factor of rock for underground openings. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Contract NRC02–07–006. Center for Nuclear Waste Regulatory Analyses, 75p

[28] Palchik, V. (2015). Bulking factors and extents of caved zones in weathered overburden of shallow abandoned underground workings. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences (79), pp. 227–240

[29] Peng, S. S. (2006). Longwall Mining. West Virginia University, Morgantown. 621p

[30] Solibida, C.; Stöckhert, F. & M. Alber (2017). Geomechanische Charakterisierung des Westfal C und D im Osnabrücker Bergland als Analogaufschluss für Hot-Dry-Rock-Geothermieprojekte im Norddeutschen Becken. Tagungsband Fachsektionstage der DGGT. DGGT, Essen. pp. 368-373

13.3 Literatur zu Kapitel 5

[31] Anagnostou, G. u. Kovari, K. (1994): The Face Stability of Slurry-shield-Driven Tunnels. Tunneling and Underground Space Technology. Vol. 9, No. 2, pp 165-174

[32] Beresanzew, V. G. (1958): Earth Pressure on Cylindrical Retaining Walls. Proceedings of Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Bd. II, pp. 21 ff

[33] DAUB – AK Schildstatik (2005): Empfehlungen für statische Berechnungen von Schildvortriebsmaschinen. Zeitschrift Tunnel, Heft 7

[34] EAU (2012): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ , Häfen und Wasserstraßen. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin

[35] Flake, R., Hollmann, F. Hülsmann, K.H., Kaiser, F., Kleinevoß, B. u. Schöne-Warnefeld, G. (1975): Das Problem aufgegebener Tagesschächte. Auswirkung auf die Tagesoberfläche. Erfahrungen und Schadensfälle. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 35, Bochum

[36] Girmscheid, G. (2013): Bauprozesse und Bauverfahren des Tunnelbaus. 3. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

[37] Gudehus, G. u. Melix, P. (1985): Standsicherheitsnachweise für Bauzustände von Tunneln in schwach kohäsivem Gebirge. Forschung + Praxis 30, pp. 145 – 152

[38] Hartmann, G., Hollmann, F., Hülsmann, K.H., Meißner, H. u. Schöne-Warnefeld, G. (1978): Sicherheit an verfüllten Schächten II. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 34, Bochum

[39] Hollmann, F. u. Nürenberg, R. (1972): Der „Tagesnahe Bergbau“ als technisches Problem bei der Durchführung von Baumaßnahmen im Niederrheinisch-Westfälischen Steinkohlengebiet. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 30, Bochum

[40] Hollmann, F., Hülsmann, K.H., Meißner, H., Otto, U. u. Schöne-Warnefeld, G. (1976): Sicherheit an verfüllten Schächten I. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 33, Bochum

[41] Hollmann, F., Hülsmann, K.H., Meißner, H., Schmidt-Schleicher, H. u. Schöne-Warnefeld, G. (1980): Sicherheit an verfüllten Schächten III. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 36, Bochum

[42] Houska, J. (1960): Beitrag zur Theorie der Erddrücke auf das Tunnelmauerwerk. Schweizerische Bauzeitung, 78. Jg., Heft 38, pp. 607 – 609

[43] Kastner, H. (1971): Statik des Tunnel- und Stollenbaus. Springer-Verlag, Berlin / Heidelberg

[44] Kézdi, A. (1962): Erddrucktheorien. Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg

[45] Löbel, K.-H. u. Sroka, A. (2002): Die Bedeutung bergschadenkundlicher Prognosemodelle für eine zielgerichtete Problembearbeitung im Zusammenhang mit Altbergbau. 2. Altbergbaukolloquium TU Clausthal, pp. 144 – 160

[46] Luetkens, O. (1957): Bauen im Bergbaugebiet. Bauliche Maßnahmen zur Verhütung von Bergschäden. Springer-Verlag, Berlin

[47] Maidl, B. (2004): Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus. Band 2, 3. Auflage, Verlag Glückauf, Essen

[48] Maidl, B., Herrenknecht, M., Maidl, U. u. Wehrmeyer G. (2011): Maschineller Tunnelbau im Schildvortrieb. 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

[49] Pfläging, K. (1968): Neue Erkenntnisse über Bodenbewegungen und gebirgsmechanische Vorgänge bei oberflächennahen Abbau flach gelagerter Steinkohlenflöze. Dissertation TU Berlin

[50] Placzek, D. (2009): Gründungen in Bergbaugebieten. Grundbau Taschenbuch, Teil 3, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, pp. 649-689

[51] Schmidbauer, J. (1962): Gründungsprobleme im Bergsenkungsgebiet. Vorträge der Baugrundtagung in Essen, pp. 209 – 244

[52] Steinfeld, K. (1953): Über den räumlichen Erdwiderstand. Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Hannover, Heft 3

[53] Steinfeld, K. (1958): Über den Erddruck auf Schacht- und Brunnengründungen. Vorträge der Baugrundtagung 1958, Hamburg 1959

[54] Szechy, K. (1969): Tunnelbau. Springer-Verlag, Wien

[55] Taberg Ingenieure GmbH (2012): Neubewertung der Lagestabilität von Lockermassenfüllsäulen alter Tiefbauschächte. Schlussbericht zum Vorhaben, beauftragt durch RAG Aktiengesellschaft, Herne

[56] Terzaghi, K. v. u. Jelinek, R. (1954): Theoretische Bodenmechanik, Springer Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg

13.4 Literatur zu Kapitel 6

[57] Bezirksregierung Arnsberg (1971), Sicherheitsabstand zwischen verfüllen Schächten und zu errichtenden Gebäuden, Rundverfügung vom 04.03.1971 – 55.3 IV 35 –

[58] Brämer, T., Kateloe, H.-J. & Preuße, A. (2005): Mathematische Beschreibung der empirischen Hüllkurvendiagramme von Hollmann und Nürenberg zur Ermittlung tagesbruch-, senkungs- und setzungsgefährdeter Bereiche. - Schriftenreihe des Institutes für Markscheidewesen und Geodäsie an der Technischen Universität Bergakademie Freiberg, H. 2005-1, pp. 228-238, Essen

[59] Fenk, J. (1981): Eine Theorie zur Entstehung von Tagesbrüchen über Hohlräumen im Lockergebirge.- Freiberger Forschungshefte 638 (A), Leipzig

[60] Fenk, J. (2001): Tagesbrüche über Hohlräumen im Lockergebirge mit geneigter Schichtlagerung - Ergebnisse eines DFG-Projekts. – Tagungsband, 1. Altbergbau-Kolloquium, Freiberg, pp. 85-89; Essen

[61] Flake, R., Hollmann, F. Hülsmann, K.H., Kaiser, F., Kleinevoß, B. u. Schöne-Warnefeld, G. (1975): Das Problem aufgegebener Tagesschächte. Auswirkung auf die Tagesoberfläche. Erfahrungen und Schadensfälle. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 35, Bochum

[62] Gilles, K.-P.; Hollmann, F. (2005): Zur Frage der Größe von Schutzbereichen an verlassenen Tagesöffnungen. - Tagungsband, 5. Altbergbau-Kolloquium, Clausthal, pp. 272 - 302, Essen

[63] Hartmann, G., Hollmann, F., Hülsmann, K.H., Meißner, H. u. Schöne-Warnefeld, G. (1978): Sicherheit an verfüllten Schächten II. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 34, Bochum

[64] Hollmann, F. (1968): Tagesnaher Bergbau und Bebauungsplanung im Niederrheinisch-Westfälischen Steinkohlengebiet. Bergfreiheit 33, pp 109 – 117

[65] Hollmann, F. (1971): Zur Größe tagesbruchgefährdeter Flächen im Bereich tagesnaher Grubenbaue. Bergbau 22, pp 263 - 267

[66] Hollmann, F. u. Nürenberg, R. (1972): Der „Tagesnahe Bergbau“ als technisches Problem bei der Durchführung von Baumaßnahmen im Niederrheinisch-Westfälischen Steinkohlengebiet. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 30, Bochum

[67] Hollmann, F., Hülsmann, K.H., Meißner, H., Otto, U. u. Schöne-Warnefeld, G. (1976): Sicherheit an verfüllten Schächten I. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 33, Bochum

[68] Hollmann, F., Hülsmann, K.H., Meißner, H., Schmidt-Schleicher, H. u. Schöne-Warnefeld, G. (1980): Sicherheit an verfüllten Schächten III. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 36, Bochum

[69] Hollmann, F., Mühlenbeck, H. (2004): Zur Anwendung des Maximalwert- (Hüllkurven-) Verfahrens bei der bergschadenkundlichen Bearbeitung von Problemflächen aus oberflächennahem/tagesnahen Abbau/Bergbau in Altbergbaurevieren flözartiger Lagerstätten. Bergbau, Heft 8, pp. 344 – 346

[70] Löbel, K.-H., Sroka, A. (2001): Markscheiderische Modelle für die Prognose von stetigen und unstetigen Verformungen an der Tagesoberfläche. 1. Altbergbau-Kolloquium, Essen, pp. 71 - 84

[71] Mainz, M. (2007): Geotechnische Modellvorstellungen zur Abschätzung von Gefährdungsbereichen des Altbergbaus und Schachtschutzbereichen im Aachener Revier.

Dissertation, RWTH Aachen

[72] Meier, G. (1991): Grundsätze von Bergsicherungsarbeiten im Gangbergbau. - WTI, Gesellschaft für Umwelt- und Wirtschaftsgeologie mbH Berlin i. G., 32, Reihe A, Heft 1

[73] Meier, G. (2001): Numerische Abschätzung von Tagesbruchgefährdungen in Altbergbaugebieten. - 13. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie in Karlsruhe, Sonderband Geotechnik, pp. 11 – 22

[74] Neumann, H. R. (2018): Risikomanagementsysteme für tagesbruchrelevante und erheblich schadensrelevante Hinterlassenschaften des Bergbau in Nordrhein-Westfalen aus markscheiderisch-geotechnischer Sicht, Dissertation RWTH Aachen, GDMB Verlag GmbH, Clausthal-Zellerfeld

[75] Schweikardt, S. (2008): Dreidimensionale Finite-Elemente-Simulation der Standsicherheit von Auslaugungshohlräumen und deren geologische Bewertung (Gipskeuper-Formation, Stuttgart-Bad Cannstatt), Dissertation, Stuttgart

[76] Welz, A. (2017): Risikomanagement der Bergbehörde NRW für tagesbruchverursachende Hinterlassenschaften des Bergbaus, NACHBergbauzeit in NRW, Bochum

13.5 Literatur zu Kapitel 7

[77] Archiv des Strata Mechanics Research Institute, Polish Academy of Sciences, Cracow, Poland

[78] Arkuszewski, J. 1978: Badania nad określeniem deformacji nieciągłych powierzchni, wywołanych płytką eksploatacją podziemną. PhD Dissertation, Katowice.

[79] Bell, F. G. 1988: Land development. State-of-the-art in the location of old mine shafts. Bull. of the Int. Ass. of Eng. Geology 37, 91-98.

[80] Bruhn, R.W., Magnuson, M.O. and Gray, R.E. (1978) Subsidence over the Mined out Coal, ASCE Preprint 3293, American Society of Civil Engineers Spring Convention, Pittsburgh.

[81] Buttrick, D.B., Van Schalkwyk, A., 1995: The method of scenario supposition for stability evaluation of sites on dolomitic land in South Africa. Journal of South Africa Institution of Civil Engineers, 37(4), pp. 4-14.

[82] Cała, M., Jarczyk, M., Postawa, J. 2006: Numeryczna analiza możliwości utraty stateczności wyrobisk zlokalizowanych na niewielkiej głębokości, Konferencja z Okazji Dnia Górnika, Kraków.

[83] Chudek, M., Arkuszewski, J. 1980: Wpływ warunków naturalno-górniczych oraz czasu na proces tworzenia się deformacji zapadliskowych. Przegląd Górniczy nr. 6 , str. 3-11.

[84] Chudek, M., Arkuszewski, J., Olaszowski, W. 1980: Deformacje nieciągłe w obszarach górniczych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej. Górnictwo z. 101.

[85] Chudek, M., Janusz W., Zych J. 1988: Studium dotyczące rozpoznania tworzenia się i prognozowania deformacji nieciągłych pod wpływem podziemnej eksploatacji złóż. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskie, s. Górnictwo, z. 141. ISSN 0372-9508.

[86] Chudek, M. 2002: Geomechanika z podstawami ochrony środowiska górniczego i powierzchni terenu. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.

[87] Chudek, M., Janusz, W. 1985: Doświadczenia w zakresie prognozowania deformacji nieciągłych i ich oddziaływania na powierzchnię. II Krajowe Sympozjum Ochrona Powierzchni przed Szkodami Górniczymi. Katowice, marzec 1985.

[88] Dietrich, R., Szczepański, W. 1979: On stability of slope under conditions of axial symmetry. Bulletin de L'Academie Polonaise des Sciences. Volume XXVII, no. 7.

[89] Esaki, T., Kimura, T., Shikata, K. 1989: Subsidence and environmental impacts in Japanese coal mining. Proceedings of the 30th US Symposium on Rock Mechanics as a Guide for Efficient Utilization of Natural Resources, 19-22 June, West Virginia University, pp. 511-18.

[90] Fenk, J. 1979: Eine Theorie zur Entstehung von Tagesbrüchen über Hohlräumen im Lockergestein. - Bergakademie Freiberg, Wissenschaftsbereich Markscheidewesen, Dissertation, unveröffentlicht.

[91] Fenk, J. 1984: Berechnung von Tagesbrüchen. - Neue Bergbautechnik, 14. Jg., H. 11, S. 414 - 416 und 425.

[92] Goszcz, A. 1996: Powstawanie zapadlisk i innych deformacji nieciągłych powierzchni na obszarach płytkiej eksploatacji górniczej. Materiały Konferencji Szkoły Eksploatacji Podziemnej. Wyd. CPPGSMiE PAN, Kraków 1996, s. 119-137.

[93] Healy, P.R. & Head, J.M. 1984: Construction over abandoned mine workings, Construction Industry Research and Information Association Special Publication 32.

[94] Heasley, K. A. 2004: Review of Subsidence and Fire Potential at the Major Battery Site, Report No. 2004-P- 0017.

[95] http://au.news.yahoo.com/sunday-night/a/25707505/the-truth-about-sinkholes

[96] http://www.rifey.ru/news/perm/show_id_31256/01-09-2015-gigantskiy-proval-v-solikamske-prodolzhaet-rasti

[97] Hunt, S.R. 1980: Surface Subsidence due to Coal Mining in Illinois. PhD Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, IL.

[98] Janusz, W., Jarosz, A. 1976: Nieciągłe deformacje powierzchni terenu wywołane płytką podziemną eksploatacją górniczą. Materiały konferencji naukowo-technicznej nt.: Budownictwo na terenach o dużych deformacjach", Katowice.

[99] Jenike , Bing Chen Yen. 1962: Slope Stability in axial symmetry. Proc. 5th Symp. Rock Mechanics. University Minnesota, p. 689-711.

[100] Klenczar, T. 1971: Szkody górnicze. Katowice. WGH.

[101] Kleta, H. 2009: Zagrożenia geotechniczne na powierzchni terenu w świetle katastrof w szybach górniczych. Ryzyko w górnictwie. Monografia. Pr. zbior. XVIII Szkoła Eksploatacji Podziemnej. Wydaw. IGSMiE PAN, Kraków 2009, s. 27-35.

[102] Kleta, H. 2012: Wielkość potencjalnej strefy zagrożeń geotechnicznych powierzchni terenu w świetle awarii w szybach górniczych. Budownictwo Górnicze i Tunelowe 4/2012, str. 33-36.

[103] Klenczar, T. 1939: Szkody górnicze, Wyd. Stow. Mierniczych Górniczych, Katowice.

[104] Kwaśniewski, M. 1998: Modelowanie numeryczne i badanie wpływu własności nieciągłości na proces deformowania się górotworu o budowie warstwowo-blokowej w sąsiedztwie wyrobiska ścianowego. Seminarium Naukowe Wydziału Górnictwa i Geologii Politechniki Śląskiej, 25.11.1998.

[105] Kwaśniewski, M. 1999: Modelowanie numeryczne górotworu o budowie warstwowo-blokowej i badanie deformacji nieciągłych towarzyszących eksploatacji ścianowej prowadzonej z zawałem stropu. Wykład na XXII Zimowej Szkole Mechaniki Górotworu, Karpacz, marzec 1999.

[106] Kwaśniewski, M. 2010: Odkształceniowy warunek stanu granicznego skał. Przegląd Górniczy Tom 66, nr 12, str. 72-79.

[107] Löbel, K-H., Sroka, A. 2001: Markscheiderische Modelle für die Prognose von stetigen und unstetigen Verformungen an der Tagesoberfläche. 1. Altbergbaukolloquium, TU Bergakademie Freiberg s. 71-84.

[108] Matheson, G.M., Eckert-Clift, A.D. 1986: Characteristics of chimney subsidence and sinkhole development from abandoned underground coal mines along the Colorado Front Range. Proceedings of the 2nd Workshop on Surface Subsidence due to Underground Mining, West Virginia University, Morgantown, WV, pp. 204-214.

[109] Meier, J. 2003: Zur Tagesbruchsimulation mit numerischen Modellen in Braunkohlentiefbau, 3. Altbergbaukolloquium, Freiberg 06-08 November 2003.

[110] Mikuła, E. 1981: Wpływ rodzaju i grubości nadkładu gruntowego na kształtowanie się lejów zapadliskowych spowodowanych działalnością górniczą. Praca doktorska, Wydawnictwo GIG, Katowice.

[111] Mikuła E. 1987: Tworzenie się deformacji zapadliskowych w luźnym nadkładzie jako przypowierzchniowej warstwie górotworu. Przegląd Górniczy 79/1 str. 17-23.

[112] Ochrona środowiska w Górnośląskim i Donieckim Zagłębiu Węglowym. Praca Zbiorowa pod kierunkiem Chudka M. i Klebanowa. Wydawnictwo Śląsk 1984.

[113] Osthuizen. A.C., Richardson, S. 2011: Sinkholes and subsidence in South Africa. Council for Geoscience Report number: 2011-0010.

[114] Pilecki, Z., Baranowski, A. 2005: Ocena przydatności do zabudowy terenów zagrożonych deformacjami nieciągłymi za pomocą metod geofizycznych. Chapter: 5., Publisher: MEERI of Polish Academy of Sciences, Editors: Edward Popiołek, Zenon Pilecki, pp. 131-135. Wydawnictwo IGSMiE PAN, Kraków.

[115] Ryncarz, T. 1992: Ruchy górotworu wywołane wyrobiskami podziemnymi. Wydawnictwa AGH, Kraków, 1992.

[116] Sachs, J. 1985a: Deformacje nieciągłe (zapadliska powierzchni) w obszarach górniczych w świetle teorii sklepienia ciśnień i własności dezintegracyjnych górotworu. Materiały I Krajowej Konferencji Naukowo-Technicznej "Zastosowanie metod geofizycznych w górnictwie kopalin stałych", t. II, Jaworze, 6-8 listopada 1985. Wyd. AGH Kraków, 23-32.

[117] Sachs, J. 1985b: Poszukiwanie pustek i prognozowanie zagrożeń powierzchni w obszarach dawnej eksploatacji górniczej na podstawie badań geofizycznych. Materiały I Krajowej Konferencji Naukowo-Technicznej. "Zastosowanie metod geofizycznych w górnictwie".

[118] Sachs, J. 1978: Metoda prognozowania nieciągłych deformacji powierzchni ziemi na terenach górniczych. Konferencja Naukowo Techniczna na temat „Problemy budownictwa na terenach zapadliskowych", Częstochowa, czerwiec.

[119] Sachs, J. 1978: Prognozowanie powstawania zapadliska powierzchni ziemi na podstawie informacji wynikających z rozeznania geologiczno-górniczego badanego terenu. Konferencja Naukowo Techniczna na temat „Problemy budownictwa na terenach zapadliskowych", Częstochowa, czerwiec.

[120] Sachs, J., Mikuła E. 1978: Próba klasyfikacji nieciągłych deformacji powierzchni ziemi na terenach górniczych. Konferencja Naukowo Techniczna na temat „Problemy budownictwa na terenach zapadliskowych", Częstochowa, czerwiec.

[121] Sałustowicz, A. 1955: Mechanika górotworu, cz. 1. Wydawnictwo Górniczo-Hutnicze.

[122] Sałustowicz, A. 1968: Zarys mechaniki górotworu. Katowice 1968.

[123] Singh, K.B., Dhar, B.B. 1997: Sinkhole subsidence due to mining. Geotechnical and Geological Engineering, 15, 327-341.

[124] Skinderowicz, B., Buchner, W., Ogrodowski, H. 1973: Deformacje nieciągłe wywołane eksploatacją górniczą. Materiały Konferencji N-T: Zagrożenia powierzchni w wyniku płytkiej eksploatacji górniczej. Chorzów.

[125] Sroka. A., Tajduś, K., Misa, R. 2017: Analytische und numerische Verfahren zur Prognose bergbaubedingter Tagesbrüche. 17. Altbergbaukolloquium, TU Bergakademie Freiberg s. 74-91.

[126] Statham, I., Treharne, G. 1991: Subsidence due to abandoned mining in the South Wales Coalfield, UK: Causes and Mechanisms and Environmental Risk Assessment. Proceedings of the 4th International Symposium on Land Subsidence, IAHS Publication no.200, pp. 143-52.

[127] Staroń, T. 1979: Eksploatacja pokładów węgla z zawałem stropu w sąsiedztwie pól pożarowych, W. Śląsk, Katowice.

[128] Strzałkowski, P. 2012: Zagrożenie dla powierzchni wynikające z dawnej, płytkiej eksploatacji górniczej. Górnictwo i Geologia.

[129] Szafulera, K. 2012: Zagrożenie powierzchni ze strony płytkich wyrobisk poeksploatacyjnych rud cynku i ołowiu. Budownictwo Górnicze i Tunelowe 1/2012, str. 11-19.

[130] Szafulera, K., Jendryś, M. 2012: Ocena stateczności górotworu w sąsiedztwie płytkich wyrobisk porudnych w oparciu o odkształceniowy warunek stanu granicznego. Górnictwo i Geologia Tom 7, Zeszyt 1.

[131] Tajduś, A., Cała, M., Tajduś, K. 2012: Geomechanika w budownictwie podziemnym. Projektowanie i budowa tuneli. Wydawnictwa AGH, Kraków.

[132] Tajduś, K., Sroka, A. 2007: Analytic and numerical methods of sinkhole prognosis. 7. Altbergbaukolloquium, TU Bergakademie Freiberg, s. 152-165.

[133] Whittaker, B.N. 1985: Surface subsidence aspects of room and pillar mining. Mining Dept. Magazine, Univ. of Nottingham 37, 59-67.

[134] Whittaker, B.N., Reddish, D.J. 1993: Subsidence behavior of rock structure. Comprehensive rock engineering – principles, practice and projects, J.A. Hudson ed., Pergamon Press, Oxford, New York.

[135] Zakolski, R. 1972: Określanie nieciągłości górotworu metodami geofizycznymi na obszarze Górnośląskiego Zagłębia Węglowego. Praca doktorska, Wydawnictwo GIG, Katowice.

13.6 Literatur zu Kapitel 8

[136] Bock, H. (1976). Geometrische Eigenschaften von Kluftflächen und ihr Einfluss auf die Festigkeit geologischer Körper. Habilitationsschrift Ruhr-Universität Bochum, 201 p.

[137] Dölling, M. und A. Lenz (2010). Der Strontianitbergbau im Raum Drensteinfurt (Münsterland) – ein weitgehendes vergessenes Montanerbe birgt aktuelle Georisiken. SDGG Heft 73, pp. 31 – 43.

[138] GESING, Martin: Strontianitbergbau im Münsterland, Der Anschnitt., Bochum: Deutsches Bergbau-Museum, 1996, pp. 136 – 147

[139] Menzel, P. (1882): Beschreibung des Strontianit-Vorkommens in der Gegend von Drensteinfurt, sowie des daselbst betriebenen Bergbaus, in: Jahrbuch der Königlich Preussischen geologischen Landesanstalt und Bergakademie zu Berlin für das Jahr 1881, pp 125 - 143

[140] Meyer, W. & J. Stets (1996). Das Rheintal zwischen Bingen und Bonn. Sammlung geologischer Führer 89, Stuttgart.

13.7 Literatur zu Kapitel 10

[141] Baglikow, Volker (2010): Schadensrelevante Auswirkungen des Grubenwasseranstiegs im Erkelenzer Steinkohlenrevier, Dissertation, Schriftenreihe Institut für Markscheidewesen, Bergschadenkunde und Geophysik im Bergbau an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Heft 1 – 2010

[142] Baglikow, Volker (2018): Mögliche Auswirkungen eines Grubenwasseranstiegs auf die Tagesoberfläche, 18. Altbergbau-Kolloquium, Wielizka, pp. 77 - 88

[143] Boussinesq, J. (1885): Application des Potentiels à l'Etude de l'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques. Gauthier – Villard, Paris

[144] DIN 1054 (2015): Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.

[145] DIN EN 1997 – 1 (2009) Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln

[146] Hartmann, G., Hollmann, F., Hülsmann, K.H., Meißner, H. u. Schöne-Warnefeld, G. (1978): Sicherheit an verfüllten Schächten II. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 34, Bochum

[147] Heitfeld, Michael (2013): Untersuchungen zu den Ursachen von Geländehebungen bei der Flutung von Steinkohlenbergwerken. Stufe 3 – Detailbetrachtung Königsborn, Vortrag beim Arbeitstreffen der Projektgruppen am 12.07.2013 im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Monitoring im Altbergbaubereich" (ABSMon) der RAG

[148] Hollmann, F., Hülsmann, K.H., Meißner, H., Otto, U. u. Schöne-Warnefeld, G. (1976): Sicherheit an verfüllten Schächten I. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 33, Bochum

[149] Hollmann, F., Hülsmann, K.H., Meißner, H., Schmidt-Schleicher, H. u. Schöne-Warnefeld, G. (1980): Sicherheit an verfüllten Schächten III. Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 36, Bochum

[150] Neumann, H. R. (2018): Risikomanagementsysteme für tagesbruchrelevante und erheblich schadensrelevante Hinterlassenschaften des Bergbau in Nordrhein-Westfalen aus markscheiderisch-geotechnischer Sicht, Dissertation RWTH Aachen, GDMB Verlag GmbH, Clausthal-Zellerfeld

[151] Ofoegbu, G.I.; Read, R.S. und F. Ferrante (2008): Bulking factor of rock for underground openings. U.S. Nuclear Regulatory Commission Contract NRC 02–07–006

[152] Placzek, D. (2018): Gründungen in Bergbaugebieten. In: Grundbau-Taschenbuch. Verlag Ernst & Sohn, Berlin

[153] Scherbeck, R., Barciaga, T. et al. (2013): Neue Untersuchungen zum Systemverhalten von Lockermassenfüllsäulen alter Tiefbauschächte. Geotechnik 36, Heft 4, pp. 218 – 230

[154] Steinbrenner, W. (1934): Tafeln zur Setzungsberechnung. Die Straße, Heft 1

[155] Taberg Ingenieure GmbH (2012): Neubewertung der Lagestabilität von Lockermassenfüllsäulen alter Tiefbauschächte. Schlussbericht zum Vorhaben, beauftragt durch RAG Aktiengesellschaft, Herne

[156] Welz, A., Rotter, J. (2016): Risikomanagement bei der Bergbehörde NRW – aktueller Stand, Planungen für die Zukunft. 16. Altbergbaukolloquim, Goslar, pp 15 - 23

14 Anlagen

14.1 Anlage 1: Geologische Übersichtskarten der Altbergbaureviere in NRW

In Kapitel 1 „Altbergbaugebiete in NRW - Überblick über die Geologie der Lagerstätten“ wurden stark vereinfachte geologische Karten zur Veranschaulichung der geologischen Verhältnisse verwendet.

Genauere geologische Karten stehen im Maßstab 1:200.000 flächenhaft für Nordrhein-Westfalen (Abb. 209) kostenfrei digital unter https://www.bgr.bund.de/DE/Themen/Sammlungen-Grundlagen/GG_geol_Info/Karten/Deutschland/GUEK200/guek200_inhalt.html zur Verfügung.

Die geologischen Verhältnisse (Stratigrafie, Lithologie und tektonische Strukturen) können noch höher aufgelöst unter https://www.geoportal.nrw/themenkarten eingesehen werden.

Die Lagerungsverhältnisse, die die Basis für die hier vorgestellte Herangehensweise zur Bestimmung der Einwirkungsrelevanz des Altbergbaus, zur Bemessung von Gefährdungsbereichen und zur Bewertung des Einflusses von Grubenwasserstandsänderungen darstellen, sind aus den geologischen Karten GK 1:25 000 samt Erläuterungen [15] zu entnehmen.

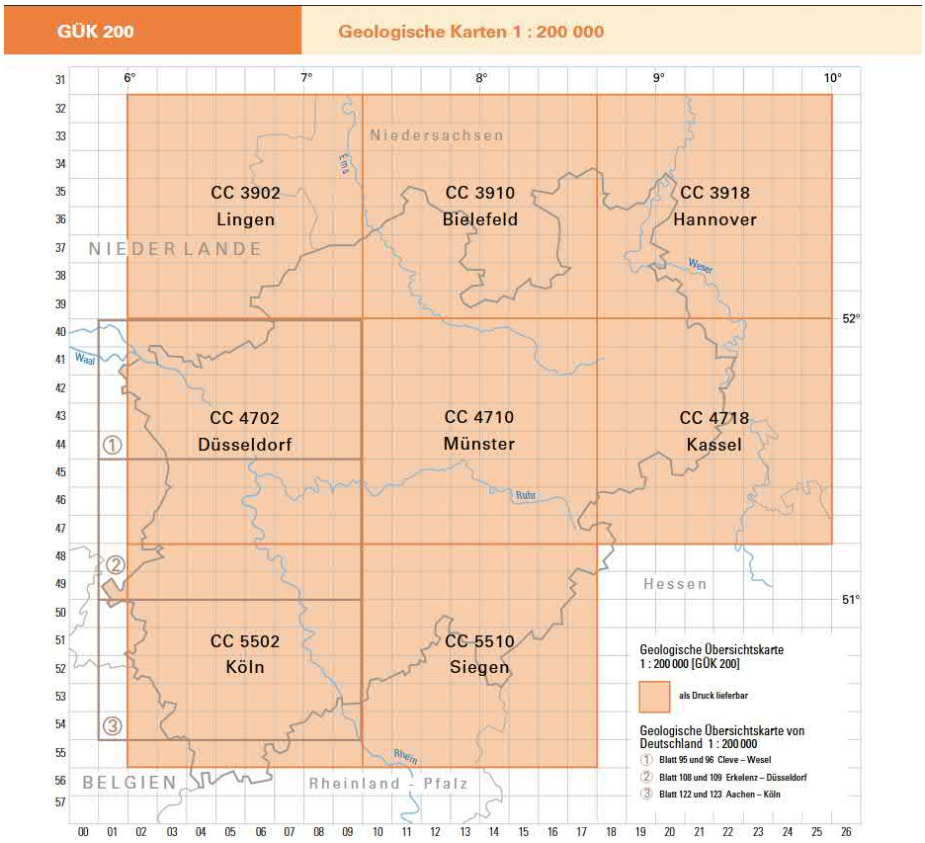


Abb. 221: Geologische Karten 1:200 000 für Nordrhein-Westfalen [15]

14.2 Anlage 2: Beispiele für Tagesbrüche in den polnischen Bergbaurevieren

Nachfolgend sind zahlreiche Beispiele für Tagesbrüche in den polnischen Bergbaurevieren tabellarisch zusammengestellt.

Lokalisierung der Diskontinuität	Datum der Entstehung der Diskontinuität	Charakteristik der Diskontinuität	Geologie	Bergbautechnische Bedingungen	Ursache der Deformationsentstehung
Chorzów I, ul. Pułaskiego 8-10	21.07.1962	Hohlraum: Kegel mit Grundfläche 10x10 m, Höhe 13 m, Durchmesser oben 1,2 m	3 m Ton- und Lehmschichten, dann Karbon-Schiefer (mit Limoniten) und Sandsteine; Schichtneigung 5°	1864: Abbauteufe 44 m, Flöz 510, Flözmächtigkeit 9 m mit Bruchbau 1961: Abbauteufe 190 m, Flöz 615,Flözmächtigkeit 1,2 m mit Blindortversatz	Reaktivierung der alten Abbauhohlräume
Chorzów I, ul. Sienkiewicza	02.07.1971	Tagesbruch mit Fläche von 8x6 m und Tiefe von 2 m	25 m - Eiszeitalter-Lehm und Sandsteine, Karbon-Sandsteine und Ton, Antiklinalschichten	1866: Abbauteufe 50 m, Flöz 510 Flözmächtigkeit 6,3 m mit Verbruch	Reaktivierung der alten Abbauhohlräume
Katowice Szopienice ul. Borki	24.12.1952	Elliptischer Trichter von 17x3 m und Tiefe von 8 m	Eiszeitalter-Sandsteine und eine dünne Schicht Karbon-Sandstein	Strecke zum Flöz 510, Teufe 33 m	Reaktivierung der alten Abbauhohlräume

Lokalisierung der Diskontinuität	Datum der Entstehung der Diskontinuität	Charakteristik der Diskontinuität	Geologie	Bergbautechnische Bedingungen	Ursache der Deformationsentstehung
Katowice	23.01.1971	10 Trichter mit Durchmessern von 1-15 m und Tiefen von 1-7 m (größter Durchmesser 15 m und Tiefe von 7 m und zweitgrößter Durchmesser 5,5 m und Tiefe von 4,5 m)	10 m Eiszeitalter-Sandsteine und Lehm, 4 m Festsandschiefer, Kohleflöz	Flöz 510 Flözmächtigkeit 4,5-5,5 m mit Bruchbau	Reaktivierung der alten Abbauhohlräume + plötzliche starke Verwässerung der schwach festen Deckgebirgsschichten und deren Wasserbelastung während der Probefüllung des Absetzbecken in KWK Katowice
Katowice ul. Kościuszki	1959	Lineare Diskontinuität (Schwelle) mit Höhe von 0,5 m	10 m Eiszeitalter-Sandsteine und Lehm, 290 m Karbon-Schiefer und Sandsteine der Orzesze-Schichten, 40 m Sandsteine und Schiefer der Ruda-Schichten	Abbau mit Bruchbau KWK Wujek: Flöz 404/5 Flözmächtigkeit 1,7 m, Abbauteufe 370 m; Flöz 407/4 Flözmächtigkeit 2,1 m, Abbauteufe 460 m; Flöz 403/2 Flözmächtigkeit 1,6 m, Abbauteufe 330 m	Summe der Abbau-Einwirkungen sowie eine Teil-Reaktivierung der alten Abbauhohlräume
Chorzów ul. Dzierżyńskiego	01.04.1970	Hohlraum mit Fläche von 8x15 m und Tiefe von 5 m	15 m Eiszeitalter-Ton, Sandsteine und Schiefer der Ruda- und Sattel-Schichten; Schichtneigung 8°	Schacht Wanda in der Nähe einer Verwerfung, wo in 5 Flözen abgebaut wurde	Dauerhafte Abwasserbeseitigung aus der benachbarten Wasserversorgungs- und Entwässerungsanlagen in den Schacht Wanda bewirkte das Rutschen der Gebirgsmassen im Schacht

Lokalisierung der Diskontinuität	Datum der Entstehung der Diskontinuität	Charakteristik der Diskontinuität	Geologie	Bergbautechnische Bedingungen	Ursache der Deformationsentstehung
Schacht „Bolesław" Bergwerk „Bobrek"	1975	Durchmesser des Tagesbruchstrichters ca. 40 m	Quartär-Formationen (62 m) in Form von liegendem Sand (verwässert), Staub und Lehm. von 62-71 m Trias-Formationen	Schacht „Bolesław"	Aufgrund der Beschädigung des Schachtausbaus in der Tiefe von 21-27 m erfolgte das Eindringen von Schwimmsand und dann die Ausbreitung des Hohlraums hinter dem Ausbau bis an die Erdoberfläche
ZG Ludiwk-Concordia, KWK Pstrowski in Zabrze	1980	Durchmesser des elliptischen Tagesbruchstrichters: Längsachse 30 m, Querachse 20 m	von 0 bis 28,4 m: Quartär-Formationen in Form von Lehm, Sandlehm, Schlamm und Lehmsand	Schacht „Zbyszek"	
	07.2002*	Tagesbrüche mit einem Durchmesser von ca. 3 m und Tiefe von ca. h_1=4 m, h_2=6 m		Aufschlussstrecken in der Nähe des Erzabbaus mit Bruchbau	
	04.2003*	Tagesbruch mit Durchmesser von ca. 0,8 m und Tiefe von ca. 0,5 m		Erzabbau mit Firstschutz: Flöz 504, Stoß 206 mit Spülversatz; Flöz 510/3, Stoß 324 mit Bruchbau, Flöz 615, Stoß 604 mit Verbruch	

* Angaben aus [129]

Lokalisierung der Diskontinuität	Datum der Entstehung der Diskontinuität	Charakteristik der Diskontinuität	Geologie	Bergbautechnische Bedingungen	Ursache der Deformationsentstehung
	11.2005*	Tagesbruch mit Durchmesser von ca. 0,3 m und Tiefe von ca. 0,7 m		Erzabbau mit Firstschutz: Flöz 504, Stoß 205a, 206 mit Spülversatz; Flöz 510/3, Stoß 135 mit Bruchbau; Flöz 615, Stoß 604 mit Verbruch	
	03.2003*	Tagesbruch mit Durchmesser von ca. 0,7 m und Tiefe von ca. 6 m		Erzabbau mit Bruchbau: Flöz 510/1, Stoß 307b mit Spülversatz; Flöz 510/3, Stoß 308 mit Spülversatz; Flöz 615, Stoß 702 mit Verbruch	
	08.2000*	Tagesbruch mit Durchmesser von ca. 7 m und Tiefe von ca. 1,8 m		Förderstrecke: Abbau im Flöz 510/1, Streb 115.1 mit Spülversatz	
	02.2000*	Tagesbruch mit Durchmesser von ca. 4,8 m und Tiefe von ca. 3,5 m		Erzabbau mit Bruchbau: Flöz 506, Stoß 607 mit Bruchbau; Flöz 510/1, Stoß 112 mit Spülversatz	
	12.1999*	Tagesbruch mit Durchmesser von ca. 12 m und Tiefe von ca. 7 m		Über Feste in der Nähe des Erzabbaus mit Bruchbau	

* Angaben aus [129]

Lokalisierung der Diskontinuität	Datum der Entstehung der Diskontinuität	Charakteristik der Diskontinuität	Geologie	Bergbautechnische Bedingungen	Ursache der Deformationsentstehung
	07.2002*	Tagesbruch mit Durchmesser von ca. 5 m und Tiefe von ca. 4 m		Erzabbau mit Bruchbau: Flöz 419, Stoß 405; Flöz 504, Stoß 605; Flöz 510/1, Stoß 413a; Flöz 510/2, Stoß 425; Flöz 510/3. Stoß 435; Flöz 615, Stoß 719	
	11.2005*	Tagesbruch in Form eines Trichters mit Durchmesser von ca. 0,5 m und Tiefe von ca. 0,4 m		Erzabbau mit Firstschutz: Flöz 504, Stoß 205a, 206 mit Spülversatz; Flöz 510/3, Stoß 135 mit Bruchbau; Flöz 615, Stoß 604 mit Bruchbau	
	08.2000*	Tagesbruch mit Durchmesser von ca. 0,5 m und Tiefe von ca. 0,15 m		Erzabbau mit Firstschutz: Flöz 504, Stoß 206 mit Spülversatz; Flöz 510/1, Stoß 113.1 mit Spülversatz; Flöz 615, Stoß 603 mit Bruchbau	
	15.09.1997*	Tagesbrüche mit Durchmessern von D_1=16 m und D_2=12 m		Förderstrecke: Flöz 414, Streb 201 mit Spülversatz; Flöz 419, Streb 1 mit Bruchbau; Flöz 504, Streb 603 mit Bruchbau; Flöz 506, Streb 603 mit Bruchbau; Flöz 510/3, Streb 501 mit Bruchbau; Flöz 615, Streb 711 mit Bruchbau	

* Angaben aus [129]

Lokalisierung der Diskontinuität	Datum der Entstehung der Diskontinuität	Charakteristik der Diskontinuität	Geologie	Bergbautechnische Bedingungen	Ursache der Deformationsentstehung
	04.1997*	Tagesbruch		Erzabbau mit Firstschutz: Flöz 504, Stoß 205a mit Spülversatz; Flöz 510/1, Stoß 115.1 mit Spülversatz	
	15.07.1993*	Tagesbruch		Erzabbau mit Firstschutz: Flöz 504, Stoß 205a mit Spülversatz; Flöz 510/1, Stoß 114.1 mit Spülversatz; Flöz 615, Stoß 604 mit Bruchbau	
	07.1972**	Tagesbruch in Form eines Trichters mit Durchmesser von ca. 1 m und Tiefe von ca. 1,6 m		Erzabbau mit Bruchbau	
	12.1975**	Tagesbruch mit Durchmesser von ca. 2,5 m und Tiefe von ca. 7 m		Erzabbau mit Bruchbau	
	04.1976**	19 Tagesbrüche in Form von Graben und Kegel		Erzabbau mit Bruchbau	
	11.1980**	Tagesbruch mit dem Durchmesser von ca. 2 m und Tiefe von ca. 1,5 m		Über Erz-Feste in der Nähe der Strecken	

* Angaben aus [129]
** Angaben aus [124]

Lokalisierung der Diskontinuität	Datum der Entstehung der Diskontinuität	Charakteristik der Diskontinuität	Geologie	Bergbautechnische Bedingungen	Ursache der Deformationsentstehung
	07.1983**	Tagesbruch in Form eines Zylinders mit Durchmesser von ca. 0,6 m und Tiefe von ca. 2,5 m		Förderstrecke	
	11.1982**	Tagesbruch in Form eines Trichters		Förderstrecke	
	11.1985**	Tagesbruch in Form eines Trichters mit Durchmesser von ca. 4 m und Tiefe von ca. 4,5 m		Förderstrecke	
	03.1986**	Tagesbruch in Form eines Trichters		Über einer aktiven Feldstrecke	
	07.1991**	Tagesbruch in Form eines Trichters mit Durchmesser von ca. 2 m und Tiefe von ca. 3 m		Aufschlussstrecke	
	11,1991**	Tagesbruch in Form eines Trichters mit Durchmesser von ca. 7 m und Tiefe von ca. 1,5 m		Geschlossene Strecken	
	07.1992**	Tagesbruch in Form eines Trichters mit dem Durchmesser von ca. 2 m und Tiefe von ca. 1 m		Wetterstrecke	

** Angaben aus [124]

14.3 Anlage 3: Änderung der Auflockerungsfaktoren unter Druck

Gestein	Kluftkörperbreite [mm]	Wassergehalt [%]	Wassergehalt nach Sättigung [%]	Auflockerungs-faktor	Größe des Auflockerungsfaktors unter Druck [kg/cm²]						
					10	20	50	100	150	200	250
Tonschiefer	0-20	2,77	8,22	1,54	1,42	1,35	1,23	1,14	1,08	1,05	1,01
	20-50			2,00	1,71	1,57	1,42	1,32	1,27	1,22	1,20
	50-80			2,20	1,85	1,68	1,49	1,38	1,32	1,29	1,15
	80-120			2,40	2,22	2,02	1,79	1,64	1,53	1,47	1,41
Sandschiefer	0-20	3,88	9,09	1,40	1,30	1,24	1,15	1,08	1,03	1,01	1,00
	20-50			1,84	1,62	1,48	1,30	1,18	1,11	1,06	1,04
	50-80			2,04	1,74	1,55	1,42	1,31	1,25	1,21	1,18
	80-120			2,16	1,78	1,68	1,46	1,33	1,26	1,20	1,16
Sandstein	0-20	2,05	9,10	1,24	1,19	1,14	1,08	1,03	1,02	1,01	1,00
	20-50			1,71	1,58	1,48	1,28	1,17	1,12	1,08	1,05
	50-80			1,92	1,74	1,56	1,30	1,19	1,13	1,08	1,05
	80-120			2,10	2,02	1,93	1,66	1,46	1,38	1,33	1,30
Summarische Ergebnisse	0-20	-	-	1,83	1,75	1,64	1,45	1,30	1,25	1,21	1,18
	20-80										
	80-120										