

Dreidimensionale Finite-Elemente-Simulation der Standsicherheit von Auslaugungshohlräumen und deren geologische Bewertung (Gipskeuper-Formation, Stuttgart-Bad Cannstatt)

Von der Fakultät Luft- und Raumfahrttechnik und Geodäsie
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines
Doktors der Naturwissenschaften (Doktor rerum naturalium)
genehmigte Abhandlung

Vorgelegt von

Steffen Schweikardt

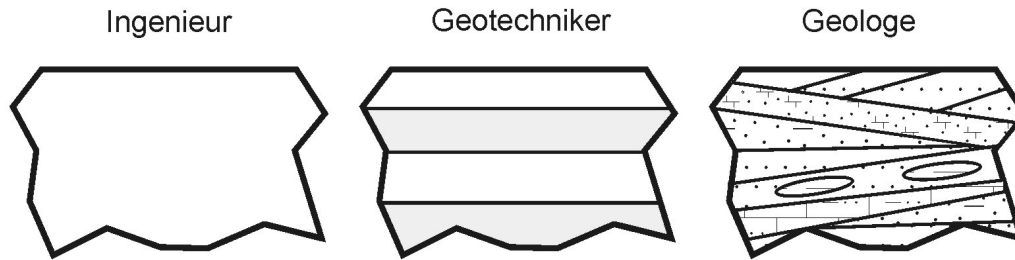
aus Kirchheim unter Teck

Hauptberichter: Prof. Dr. E. Rogowski
Mitberichter: Prof. Dr. H. Seyfried
Prof. Dr. P. A. Vermeer

Tag der mündlichen Prüfung: 5. März 2008

Institut für Planetologie der Universität Stuttgart

2008



In der Betrachtung des Untergrundes gibt es verschiedene Aspekte der jeweiligen wissenschaftlichen Disziplinen: Der Ingenieur sieht den Untergrund als homogenes Material, der Geotechniker als inhomogenen Baustoff und der Geologe als Zeugnis erdgeschichtlicher Entwicklung.

Vorwort

In dieser Arbeit wird eine natürliche Struktur mit geotechnischen Methoden berechnet und bewertet. Diese Vorgehensweise ergibt eine Annäherung der Geologie an die Geotechnik und umgekehrt.

In erster Linie bedanke ich mich bei meinem Doktorvater, Herrn Professor Dr. Rogowski, Regierungspräsidium Freiburg, Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, Dienststelle Stuttgart, der diese Dissertation anregte und mir ein förderlicher Ansprechpartner war.

Ein besonderer Dank gilt Herrn Professor Dr. Vermeer am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart. Er ermöglichte meinen Zugang zu einem in der Geotechnik gebräuchlichen Finite-Elemente-Programm und stellte mir Mithelfer zur Verfügung.

Ich danke Herrn Dr. Hintner, der mir bei der Erstellung und Auswertung der Finite-Elemente-Berechnungen zur Seite stand. Aus den Diskussionen ergaben sich stets Denkanstöße und Ideen. Weiterhin war er mir eine große Hilfe bei der Vorbereitung der gehaltenen Vorträge im Rahmen der Instituts-Kolloquien und an anderen Orten.

Ein ganz spezieller Dank gilt den Mitarbeitern des Tiefbauamtes der Stadt Stuttgart für deren Interesse an der Fragestellung und der finanziellen Förderung der vorliegenden Arbeit. Insbesondere danke ich hierzu Herrn Stadtdirektor a. D. Professor Beiche.

An dieser Stelle möchte ich mich respektvoll bei dem Leiter des Instituts für Geologie und Paläontologie Stuttgart, Herrn Professor Dr. Seyfried, für meine umfassende Ausbildung bedanken. Das von ihm gelegte Fundament ermöglichte es mir, die gesetzte Aufgabe zu bewältigen.

Zum Schluss möchte ich mich bei meiner Familie und meinen Freunden für die moralische Unterstützung bedanken sowie bei allen weiteren Personen, die zum Gelingen dieser Dissertation beigetragen haben.

Steffen Schweikardt

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung	9
Abstract.....	11
1 Einleitung	13
1.1 Allgemeine Beschreibung verschiedener Erdfälle.....	13
1.2 Projektbeschreibung.....	16
2 Evaporite	18
2.1 Marine und kontinentale Evaporite	18
2.2 Zur Lösung von Sulfatgesteinen	20
2.2.1 Mineralphasenumwandlung der Calciumsulfatminerale	20
2.2.2 Löslichkeit der Calciumsulfate	21
2.2.3 Eigenschaften und Erkennungskriterien von Anhydrit und Gips	23
3 Sulfatkarst.....	24
3.1 Verkarstung und Karst.....	24
3.2 Auslaugung und Subrosion	25
3.3 Hohlraumbildung	27
3.4 Verkarstungsfaktoren	28
3.5 Gefährdungskategorien	29
3.6 Schutzmaßnahmen.....	30
4 Verbruchprozess	32
4.1 Verbruch der Hohlraumdecke.....	33
4.2 Hohlraum-Bruchmassen-Bilanz-Modell	34
4.3 Kräftegleichgewichts-Modell.....	35
4.4 Komplex-Modell	36
4.5 Bruchgewölbe-Modell	38
5 Geländeformen im Sulfatkarst.....	40
5.1 Erdfall und Doline	40
5.2 Verknüpfte Prozesse.....	44
5.2.1 Nachsacken von Lockersediment	44
5.2.2 Suffosion, innere Erosion und Kontakterosion	44
5.2.3 Geländesenken	45
6 Erdfall- und Bauschadensgebiete in Stuttgart.....	46
6.1 Erdfall in Stuttgart-Bad Cannstatt.....	47
6.1.1 Untergrunderkundungen.....	48
6.1.2 Hohlraumvermessung.....	48
7 Geologie.....	50
7.1 Übersicht	52
7.2 Trias.....	52
7.2.1 Lettenkeuper-Formation	53
7.2.2 Gipskeuper-Formation	53
7.2.3 Verteilung der Sulfatgesteine	55

7.3	Quartär	57
7.3.1	Pleistozän	57
7.3.2	Holozän	60
7.4	Profilschnitte	62
7.4.1	Tektonik	62
7.4.2	Auslaugung und Hohlräume	68
7.4.3	Alter der Auslaugung und Erdfälle	70
7.4.4	Residualgestein	70
8	Untergrunderkundung	71
8.1	Geophysikalische Methoden	71
8.1.1	Widerstandsgеоelektrik	71
8.1.2	Seismische Verfahren	72
8.1.3	Mikrogravimetrie	75
8.2	Kernbohrung und Rammsondierung	77
8.3	Sonarvermessung von Hohlräumen	77
9	Die Finite-Elemente-Methode	79
9.1	Grundlagen der Finite-Elemente-Methode	79
9.2	Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb	80
9.3	Verwendete Bodenparameter	84
9.4	Axialsymmetrische, zwei- und dreidimensionale Finite-Elemente-Netze	86
9.5	Die Finite-Elemente	87
9.6	Diskretisierung	89
9.7	Primärspannungszustand	89
9.8	Sekundärspannungszustand und Gewölbewirkung	91
9.9	Setzungen	92
10	Standsicherheitsbestimmung mit der Finite-Elemente-Methode	93
10.1	Fellenius-Regel	93
10.2	ϕ -c-Reduktion	95
10.3	Schwerkraftbelastungs-Prozedur	96
10.4	Vergleich der Methoden	97
11	Axialsymmetrische Finite-Elemente-Berechnungen	100
11.1	Berechnungsversuche mit zweidimensionalen Finite-Elemente-Netzen	100
11.2	Berechnungen mit axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netzen	101
11.2.1	Einflusskriterien auf die Standsicherheitsberechnung	101
11.2.2	Idealisierte Hohlraumkontur	102
11.2.3	Einfluss der Diskretisierung	105
11.2.4	Abmessung des Finite-Elemente-Netzes	106
11.3	Variation der Hohlraumgeometrie	108
11.3.1	Variation der Hohlraumkontur	108
11.3.2	Variation des Dachneigungswinkels β	110
11.4	Variation des Hohlraumradius r und der Überdeckung H	112
11.5	Einfluss der Zugspannung	117
11.6	Einfluss der Scherparameter c' und ϕ'	119
11.7	Einfluss der Parameter Erdruhedruckbeiwert K_0 und Dilatanzwinkel ψ	123
12	Dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen	126
12.1	Randbedingungen und Diskretisierung	126
12.2	Dreidimensionale Hohlraumgeometrie und -variationen	127

13	Fallbeispiele.....	128
13.1	Idealisierte Fallbeispiele.....	128
13.1.1	Berechnungsreihe 1 und 1a – Variation der Überdeckung	130
13.1.2	Vergleich der Standsicherheitsfaktoren	133
13.1.3	Berechnungsreihe 2 und 3 – Variation der Hohlraumgeometrie	134
13.2	Fallbeispiel Stuttgart-Bad Cannstatt	138
13.2.1	Hohlraumgeometrie und Bodenkennwerte.....	138
13.2.2	Diskretisierung und Größe der Finite-Elemente-Netze	139
13.2.3	Berechnungsergebnisse.....	140
14	Analytische Untersuchungen zur Standsicherheit.....	143
14.1	Maximaler Hohlraumradius bei den Modellen zum Verbruchprozess.....	143
14.2	Standsicherheit eines zylinderförmigen Bruchkörpers	145
14.3	Näherungsformel zur Bestimmung eines tiefenunabhängigen r_{\max}	148
14.4	Minimale Überdeckung H_{\min} , Schlot- und Gewölbeverbruch	151
15	Zusammenfassung	155
15.1	Allgemeine Finite-Elemente-Berechnungen.....	155
15.2	Standsicherheit von Auslaugungshohlräumen in Stuttgart-Bad Cannstatt	158
15.3	Finite-Elemente-Berechnungen und analytische Untersuchungen	160
15.4	Ausblick	160
	Literatur	162
	Anhang.....	174

Abkürzungsverzeichnis

Griechische Buchstaben

Symbol	Bezeichnung	Einheit
β	Dachneigungswinkel	[°]
ε	Dehnung	[-]
ε_s	Inkrementelle Schubverzerrung	[%]
$\dot{\varepsilon}$	Dehnungsrate	[-]
$\dot{\varepsilon}^e$	Elastische Dehnungsrate	[-]
$\dot{\varepsilon}^p$	Plastische Dehnungsrate	[-]
ϕ	Schüttungswinkel	[°]
γ	Bodenwichte	[kN/m ³]
γ'	Bodenwichte unter Auftrieb	[kN/m ³]
η	Standsicherheitsfaktor bei numerischer ϕ -c-Reduktion	[-]
η_c	Standsicherheitsfaktor für die Kohäsion	[-]
η_ϕ	Standsicherheitsfaktor für den Reibungswinkel	[-]
ϕ'	Effektiver Reibungswinkel	[°]
ϕ'_{mob}	Mobilisierter Reibungswinkel	[°]
ϕ'_{red}	Reduzierter Reibungswinkel bei der ϕ -c-Reduktion	[°]
λ	Plastischer Multiplikator	[-]
ν	Querdehnungszahl (POISSON-Zahl)	[-]
$\vartheta_2 (\theta)$	Gleitflächenwinkel bei FENK	[°]
ρ	Spezifischer elektrischer Widerstand	[Ω m]
Σ Mweight	Multiplikator bei der Schwerkraftbelastungs-Prozedur	[-]
$\dot{\sigma}$	Spannungsrate	[kN/m ²]
σ^*	Mittelpunkt des Mohr'schen Spannungskreises	[kN/m ²]
σ'_z	Vertikale Normalspannung	[kN/m ²]
σ'_x und σ'_y	Horizontale Normalspannungen	[kN/m ²]
σ'_m	Mittlere Spannung bei der FELLENIUS-Regel	[kN/m ²]
τ	Schubspannung	[kN/m ²]
τ^*	Radius des Mohr'schen Spannungskreises	[kN/m ²]
τ_f	Maximale Scherfestigkeit	[kN/m ²]
τ_{fm}	Mittelwert der Scherfestigkeit bei der FELLENIUS-Regel	[kN/m ²]
τ_m	Mittelwert der Schubspannung bei der FELLENIUS-Regel	[kN/m ²]
ψ	Dilatanzwinkel	[°]

Lateinische Kleinbuchstaben

Symbol	Bezeichnung	Einheit
a	Lange Halbachse des dreidimensionalen Hohlraums	[m]
a/b	Halbachsenverhältnis beim dreidimensionalen Hohlraum	[-]
b	Kurze Halbachse des dreidimensionalen Hohlraums	[m]
b_r	Hohlraumbreite	[m]
b_n	Netzbreite	[m]
c'	Effektive Kohäsion	[kN/m ²]
c'_{mob}	Mobilisierte Kohäsion	[kN/m ²]
c'_{red}	Reduzierte Kohäsion bei der ϕ -c-Reduktion	[kN/m ²]
d_{max}	Maximaler Hohlraumdurchmesser	[m]
d_{min}	Minimaler Hohlraumdurchmesser	[m]

d_{krit}	Kritischer Erdfalldurchmesser	[m]
d_g	Basisdurchmesser des Gewölbes	[m]
g	Plastisches Potential	[-]
g	Gravitationskonstante ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)	[-]
h	Hohlraumhöhe	[m]
h_g	Höhe des Entlastungsgewölbes	[m]
h_n	Netzhöhe	[m]
l	Bruchgefährdete Strecke	[m]
l_e	Mittlere Elementlänge	[m]
n_c	Netzfeinheit	[-]
q_u	Einaxiale Druckfestigkeit	[MN/m ²]
r	Hohlraumradius (Sonderfall $a/b = 1$)	[m]
r_{e1}	Radius des schachtförmigen Erdfalls	[m]
r_{e2}	Radius des Erdfalls nach Verbrauch der Erdfallwand	[m]
r_n	Netzradius	[m]
r_{max}	Maximaler Hohlraumradius	[m]
s	Auflockerungsfaktor	[-]
s_v	Vertikalsetzung	[m]
t_n	Horizontale Tiefe des dreidimensionalen Finite-Elemente-Netzes	[m]
t_e	Tiefe des Erdfallschachts	[m]
u	Hydrostatischer Druck	[kN/m ²]
w	Wassergehalt	[%]
x	Kohäsion und Reibung entlang der Mantelfläche bei KAMMERER	[kN/m ²]
z	Beliebige Tiefe oder vertikaler Abstand	[m]

Lateinische Großbuchstaben

Symbol	Bezeichnung	Einheit
A	Querschnittsfläche der Hohlraumkontur	[m ²]
D	Durchmesser des siloförmigen Erdfalls bei LISZKOWSKI	[m]
D^e	Elastische Steifigkeitsmatrix	[-]
E	Elastizitätsmodul	[MN/m ²]
E_U	Steifemodul im eindimensionalen Kompressionsversuch	[MN/m ²]
G	Grundfläche	[m ²]
H	Überdeckung	[m]
H^*	Mindest Firstteufe bei PENZEL	[m]
H_m	Schichtmächtigkeit	[m]
H_{min}	Mindestüberdeckung	[m]
H_{max}	Grenzgebirgsmächtigkeit bei MEIER	[m]
K_0	Erdruhedruckbeiwert	[-]
K_0^{NC}	Erdruhedruckbeiwert für normalkonsolidierten Böden	[-]
K_L	Löslichkeitsprodukt	[-]
L	Tiefe der Hohlraumsohle bei KAMMERER	[m]
M	Mantelfläche	[m ²]
M_τ	Haltende Kraft auf der Mantelfläche	[kN]
OCR	Overconsolidation ratio	[-]
R	Reduktionsfaktor	[-]
S	Sohlabstand (Abstand zwischen der Hohlraumsohle und der Netzunterkante)	[m]
V_τ	Treibende Kraft auf der Mantelfläche	[kN]
V_h	Hohlraumvolumen	[m ³]
$Z_{0 \text{ min}}$	Minimale Tiefe des siloförmigen Erdfalls bei LISZKOWSKI	[m]
$Z_{0 \text{ max}}$	Maximale Tiefe des siloförmigen Erdfalls bei LISZKOWSKI	[m]

Zusammenfassung

In Stuttgart-Bad Cannstatt kommt es seit Jahrzehnten durch Auslaugung gipsführender Gesteine zu Erdfällen und Bauschäden. Erdfälle entstehen aus dem vertikalen Verbrauch natürlicher Hohlräume bis zur Geländeoberfläche. Der letzte Erdfall ereignete sich in der Nacht vom 12. auf den 13. Mai 2000 auf dem Freigelände eines Kindergartens. Dieser Erdfall war Anlass für eine umfangreiche Untersuchungskampagne mit geoelektrischen, seismischen und mikrogravimetrischen Methoden. In der Nähe des Kindergartens wurde in einer Kernbohrung innerhalb der Grundgipsschichten des Mittleren Keupers ein Auslaugungshohlraum erbohrt und mit der Sonarmethode vermessen. Diese Daten sind die Grundlage einer numerischen Untersuchung der Standsicherheit mit der Methode der finiten Elemente, bei der axialsymmetrische und dreidimensionale Finite-Elemente-Netze erstellt und idealisierte Fallbeispiele berechnet werden.

Die Randbedingungen bei der numerischen Standsicherheitsprozedur der ϕ -c-Reduktion werden mit Finite-Element-Netzen bestimmt. Variablen sind die im Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb verwendeten Bodenparameter, die Größe des Finite-Elemente-Netzes, die Geometrielemente des Auslaugungshohlraums (Kontur und Radius) und die Tiefenlage des Hohlraumes. Im Rahmen von Berechnungsreihen mit idealisierten Fallbeispielen werden die Einflüsse des Grundwassers und der Lockergesteinsüberdeckung auf die Standsicherheit untersucht. Im letzten Schritt wird eine bessere Annäherung der numerischen Simulation an die natürlichen Verhältnisse erreicht, indem unterschiedlich lange Hohlraumachsen in das dreidimensionale Finite-Elemente-Netz Eingang finden.

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Scherparameter c' und ϕ' , wie sie im Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb verwendet werden, maßgeblich die Stabilität der Auslaugungshohlräume bestimmen. Die Zugspannung ist ein weiteres wichtiges Kriterium für die Entwicklung des Verbrauchs. Erdruhedruckbeiwert K_0 und Dilatanzwinkel ψ haben keinen wesentlichen Einfluss auf die Standsicherheit.

Die mechanischen Gebirgseigenschaften bestimmen die Standsicherheit. Die geometrischen Bedingungen (Hohlraumgröße und Mächtigkeit der Überdeckung) entscheiden über die Verbrauchsart bei unterschrittener Standsicherheit. Bei tiefliegenden Hohlräumen ist lediglich ein Gewölbeverbrauch (Verbruch des Gesteins im Entlastungsgewölbe) über dem Hohlraumdach vorhanden, bei größeren Hohlräumen oder geringerer Überdeckung geht dieser in einen Schlotverbrauch (\pm zylinderförmiger Verbrauch des Gesteins zur Geländeoberfläche) über. Der Auslaugungshohlraum verändert seine Tiefenlage zuerst durch Hochbrechen im Festgestein, und zwar je nach Stabilität der Gesteine von Schicht zu Schicht und schließlich durch Nachbrechen der hangenden Lockergesteine, bis die Absenkung als Erdfall zutage tritt.

Für die analytische Betrachtung wird der stark vereinfachte Bruchmechanismus eines zylinderförmigen Gebirgspfropfens über dem Hohlraum verwendet. Dieser Ansatz stimmt gut mit dem sich abzeichnenden Bruchkörper überein, wie er bei der ϕ -c-Reduktion in Erscheinung tritt.

Die analytische Lösung wird der numerisch bestimmten Standsicherheit angenähert, um eine maximale Standsicherheit für eine beliebige Gesteinsschicht zu errechnen und zu ermitteln, bei welcher Tiefe der Verbruch zum Erdfall eintritt. Im Ergebnis zeigt sich, dass der untersuchte Hohlraum unter den derzeitigen geologischen und geotechnischen Bedingungen stabil ist.

Abstract

Three-dimensional finite element stability simulation of solution cavities and their geological assessment (Upper Triassic Gipskeuper Formation, Stuttgart-Bad Cannstatt)

Progressive vertical collapse of a cavity roof implies gradual upward movement of the void through overlying rocks resulting in sinkhole surface failure structures. A cavity starts to move in upward direction when changing mechanical parameters or cavity dimensions alter the existing field of rock stability. The advancement of vertical collapse depends on the position of the groundwater table, the intensity of rock dissolution, the degree of bedrock alteration, and the stability of the hanging coverbed(s). In the study area karst development within the Upper Triassic Gipskeuper Formation started in the Pleistocene and new sinkholes appear episodically in now densely populated areas. The youngest sinkhole appeared in May, 2000 within the playground of a nursery school entraining an underground exploration campaign comprising core drilling, microgravimetry, geoelectric surveys, and reflection as well as refraction seismology providing most of the database used in this study.

The subject of this study is a cavity discovered during drilling located within massive gypsum beds and gypsum-bearing silty mudstones (*Grundgipsschichten*) of the Gipskeuper Formation at a depth of 35 m in close vicinity to the recent sinkhole. The hanging coverbeds consist of differentially cohesive mostly coarse-grained fluvial deposits, reworked Triassic rocks, and loess. Sonar exploration revealed a cupola-shaped cavity with a maximum width of 28 m, a height of 7 m and a volume $>600 \text{ m}^3$. The object of this study is to simulate the stability of this cavity using numerical three-dimensional finite element modelling techniques. Simulation is based on a simplified model geometry of the real cavity and its geological properties. Numerical determination of the safety factor η was achieved through stepwise reduction of strength (ϕ -c-reduction), cohesion (c') and the tangent of the friction angle ϕ' ; incremental shear strains and incremental displacement provide clues for the mechanism of rock fracturing.

Calculations started using a two-dimensional finite element mesh; this model, however, did not produce a three-dimensional arch perpendicular to the front plane. An axisymmetric finite element approach based on idealized homogeneous underground conditions, on the other hand, satisfactorily narrowed the boundary conditions for safety factor calculation. Eventually, the variables cohesion, friction angle, dilatancy, POISSON's ratio, and tensile strength were introduced into the process confirming that friction angle and - in particular - cohesion are decisive factors controlling rock stability.

The diameter of the void and the thickness of the hanging caprock predetermine the development from an arch- or funnel-shaped cavity towards vertical collapse. A simulation using axisymmetric and three-dimensional finite element meshes including cohesive caprock and changing groundwater conditions results in a complete breakdown of the structure as ultimately the caprock

will not sustain a stable bridge over a vertically advancing cavity. Groundwater may alter the stability of a cave in opposite ways: buoyancy stabilizes, but concomitant weathering weakens rocks. In its present condition, the cavity is in a quasi-stationary state because the roof is supported by a stable arch. Changing parameters (i.e., dissolution, weathering, widening of joints or bedding planes) will result in a funnel-shaped geometry of the cavity and rapidly advancing vertical collapse until the surface is reached.

1 Einleitung

1.1 Allgemeine Beschreibung verschiedener Erdfälle

Der Verkarstung (Auslaugung) unterliegen wasserlösliche Gesteine wie Kalkstein, Gipsstein und Steinsalz. Die Verkarstung der Karbonat- und Sulfatgesteine bildet Hohlräume, wie Höhlengänge oder –hallen und Kavernen. Verbrechen diese Auslaugungshohlräume bis zur Geländeoberfläche, bilden sich dort sogenannte Erdfälle (Abbildung 1.1). Beim Geländebruch über von Menschenhand geschaffenen Hohlräumen wie Tunneln oder Altbergbauen spricht man von Tagesbrüchen (Abbildung 1.2). Erdfälle und Tagesbrüche stellen aufgrund ihrer "plötzlichen" Entstehung eine Gefahr für Menschen und Bauwerke dar.



Abbildung 1.1: A) Winter Park Sinkhole, U.S. Bundesstaat Florida vom Mai 1981, B) Erdfall Dillsgraben bei Bockenem, Niedersachsen (BÜCHNER 2003) und C) Erdfall an der Bundesstraße 180 bei Eisleben, Sachsen-Anhalt (HEROLD & HECKNER 2001).

Der Erdfall ist das sichtbare Endprodukt einer Kette von Prozessen, die in verkarstungsfähigem Gestein und unlöslichem Deckgebirge ablaufen. Zu unterscheiden sind Verkarstungs- und Verbruchprozesse. Der Verkarstungsprozess ist nur schwer zu fassen, da er in geologischen Zeiträumen stattfindet. Der Verbruchprozess setzt beim Überschreiten der Gebirgsfestigkeit ein.

Zuerst erfolgt ein Deckenversturz, an den sich ein fortschreitender Verbruch innerhalb eines Aufstiegsschlots anschließt. Letztlich erreicht der Verbruchhohlraum die Geländeoberfläche und bildet einen Erdfall.

Bei geometrisch-geomechanischen Betrachtungen von Tagesbrüchen und Erdfällen wird der Frage des zugrundeliegenden Verbruchprozesses nachgegangen. Statistische Erhebungen ermöglichen nach dem Einstellen des Bergbaubetriebs Vorhersagen, wann mit einem Tagesbruch zu rechnen ist und welche Dimensionen er besitzen kann. Ausgehend von Stollen und Strecken wird der Verbruchprozess durch die Gesteinsschichten hindurch bis zur Geländeoberfläche betrachtet. Im Umkehrschluss lassen sich aus den Erdfalldimensionen die statisch-mechanischen Eigenschaften des Gebirges ableiten und Grenzgebirgsmächtigkeiten definieren, bei denen kein Erdfall eintritt.

Deutschlandweit sind Sulfatkarstgebiete mit den zugehörigen Oberflächenformen bekannt. Dies sind unter anderem das Harzvorland (Goslar, Osterode-Walkenried), der Salzstock von Lüneburg, die Mansfelder Mulde (Magdeburg, Halle und Eisleben), Gebiete in Thüringen (Erfurt, Gera und Suhl) und Hessen (Kassel und Hersfeld-Rothenburg). Beschreibungen hierzu geben BÜCHNER (1996), DRESCHER, HILDEBRAND & SCHMIDEK (1973), MOLEK (1976), HEROLD & HECKNER (2001), PRINZ (1970) und ADERHOLT & MOLEK (2001). Eine Übersicht der internationalen Sulfatkarstgebiete findet sich in KLIMCHOUK, FORTI & COOPER (1996) und LANGBEIN, PETER & SCHWAHN (1982). Einen Einblick zum Stand der Erdfall- und Karstforschung geben die Tagungsbände der Konferenz "Sinkholes: Their Geology, Engineering and Environmental Impact" (BECK 2003).

Im In- und Ausland sind Erdfälle von teils beträchtlichen Größen zu finden. Abbildung 1.1 A zeigt einen Erdfall aus dem Jahre 1981 in der Stadt Winter Park im U.S. Bundesstaat Florida kurz nach dessen Einbruch im Lockergestein über verkarstem Kalkgestein. Der Erdfall hatte einen Durchmesser von maximal 107 m bei einer Tiefe von rund 30 m. Bekannte wassererfüllte Erdfälle sind Cenoten auf der Halbinsel Yucatán (Mexiko), die über einem Karsthöhlensystem im Kalkgestein entstanden sind. Der Maya-Zivilisation dienten diese "Eingänge zur Unterwelt" als religiöse Opferstätten und Wasserstellen. Nach BÜCHNER (1996) ereignete sich der weltweit schwerste durch einen Erdfall verursachte Schadensfall im Jahre 1962 in Südafrika, als ein dreistöckiges Gebäude einbrach und 29 Menschen den Tod fanden.



(Bildquelle: Siegener Zeitung vom 28. Februar 2004)

Siegerland löchrig wie Schweizer Käse

Von Andreas Böhme

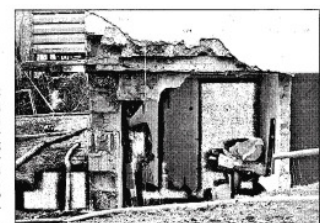
Siegen. Der Tagesbruch von Siegen ist kein Einzelfall. „Das kommt hier recht oft vor“, sagt Norbert Vierhaus, Sachbearbeiter im Bergamt Recklinghausen.

Denn was der Kohlebergbau im Ruhrgebiet, war der Erzabbau im Siegerland. Jahrhundertlang wühlten sich die Menschen durch die Erde und hinterließen dabei Bereiche löchrig wie Schweizer Käse. Viel Arbeit für die Experten der Bergämter.

Seit vor vier Jahren in Bochum-Höntrop ein riesiger Tagesbruch zwei Häuser schwer beschädigte, ist der Etat der Bergämter kräftig auf-

gestockt worden. 7,6 Millionen Euro stehen derzeit nach Auskunft von Ulrich Hoppe, technischer Dezernent Altbergbau der Bezirksregierung Arnsberg, jährlich zur Verfügung, um Gefahrenstellen aufzuspüren und zu sichern. Weitere 2,5 Millionen Euro liegen bereit, um - akute Hilfe zu leisten.

Das in Siegen betroffene Haus liegt an einem 40 Meter tiefen Schacht, der im vergangenen Jahrhundert mit lockeren Erdmassen verfüllt worden war. Eine Bodenuntersuchung hat es vor dem Bau des Mehrfamilienhauses im Jahr 1960 offenbar nicht gegeben. Das war damals weder üblich noch vorgeschrieben“, sagt Vierhaus.



Das beschädigte Siegener Haus: Als es gebaut wurde, waren Bodenuntersuchungen keine Vorschrift. (WR-Bild: Siemon)

Ab Montag soll der Schacht am Haus weiter mit einem Spezialbeton verfüllt werden. Gleichzeitig wird es Untersuchungen rund um das Gelände geben. Dafür werden derzeit sogenannte Grubenbilder ausgewertet,

auf denen die Bergwerke ihre Schächte einzeichneten. Wer das als letztendlich bezahlte, ist noch ungewiss. „Wir sind auf der Suche nach einem Rechtsnachfolger des ehemaligen Grubenbetreibers“, sagt Hoppe.

(Quelle: Westfälische Rundschau vom 14. Februar 2004)

Abbildung 1.2: Tagesbruch in Siegen, Nordrhein-Westfalen über einer historischen Erzgrube.

Eine der größten Karsthohlformen in Deutschland ist der holozäne Großerdfall des Jues-Sees in Herzberg, Niedersachsen (VLADI 2003). Der Verbruch resultiert aus der Auslaugung des Werra-Anhydrits im Zechstein mit einem Erdfallvolumen von insgesamt 700000 m³. Der größte einzelne Erdfall ist der wassererfüllte Dillsgraben (Abbildung 1.1 B) bei Bockenem in Niedersachsen mit einem Durchmesser von 160 m und einem Alter von rund 1000 Jahren (BÜCHNER 2003). Ein Schadensgebiet von größerem Ausmaß befindet sich in der Stadt Lüneburg (Niedersachsen). Aufgrund der Bodensenkungen über einem Salzstock waren seit dem Jahre 1949 169 Gebäude baufällig geworden und wurden abgerissen (DRESCHER, HILDEBRAND & SCHMIDEK 1973). Abbildung 1.1 C zeigt einen Erdfall an der Bundesstraße 180 bei Eisleben aus dem Jahre 2001. Dies war ein Nachbruch eines im Jahre 1987 erstmals verbrochenen Erdfalls. Nach der geotechnischen Sicherung (Geogitter-bewehrtes Kiespaket) und der Installation einer Frühwarneinrichtung (Messdrähte) erfolgte seinerzeit die Verkehrsfreigabe. Die geotechnischen Einbauten verhinderten beim folgenden Nachbruch den plötzlichen Einbruch der Fahrbahn (ALEXIEW & THURM 2003).

Als Beispiele für Erdfälle in Südwestdeutschland sind das "Alte und Neue Eisinger Loch" (Abbildung 1.3 A) nördlich von Pforzheim zu nennen; diese Einbrüche entstanden durch Auslaugung der Gips- und Steinsalzbänke des Muschelkalksalinars. Bei den als Dolinen bezeichneten Geländehohlformen der Schwäbischen Alb (Abbildung 1.3 B) ist der Ursprung oft nicht einem Geländeverbrauch zuzuschreiben. Zumeist handelt es sich um Lösungsdolinen, wobei die Lösung der Kalkgesteine von der Oberfläche her erfolgte. Erdfälle sind im Karbonatkarst seltener, da die Gebirgsstabilität höher ist und bedeutend größere Hohlräume überbrückt werden können.

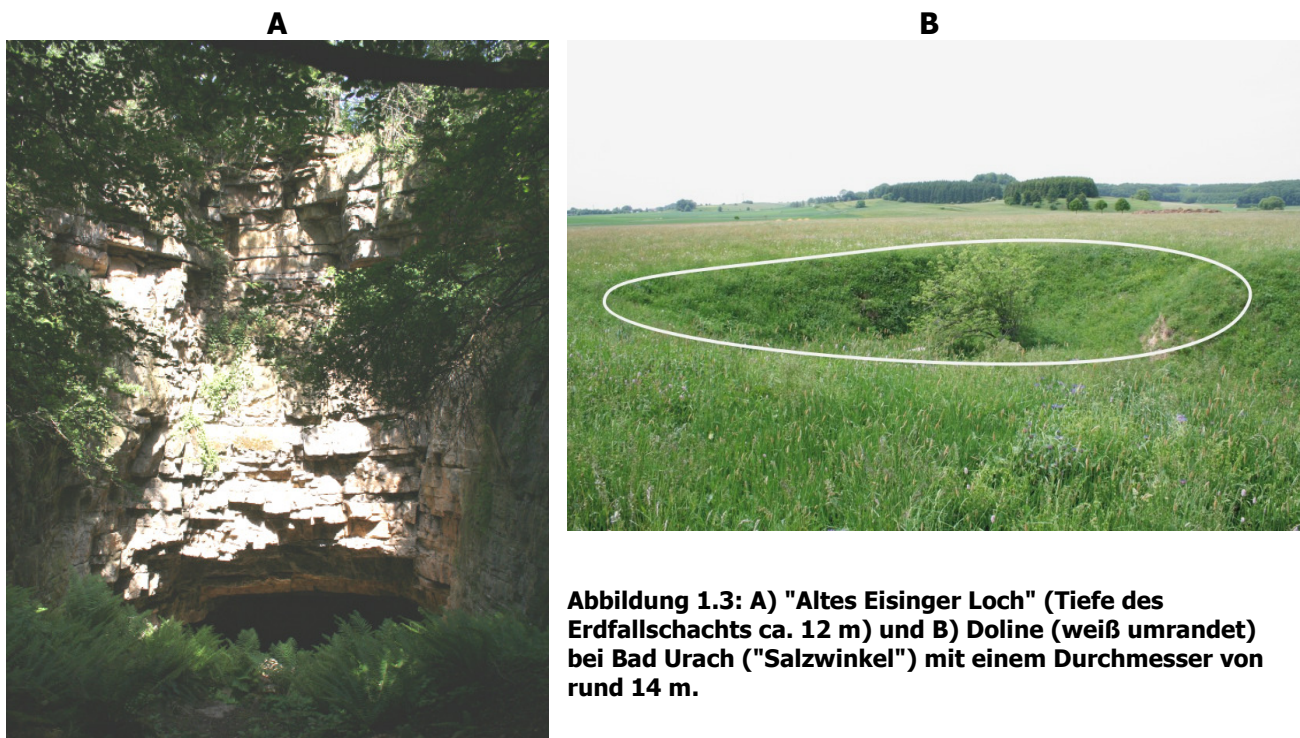


Abbildung 1.3: A) "Altes Eisinger Loch" (Tiefe des Erdfallschachts ca. 12 m) und B) Doline (weiß umrandet) bei Bad Urach ("Salzwinkel") mit einem Durchmesser von rund 14 m.

1.2 Projektbeschreibung

Das Projekt "Dreidimensionale Finite-Elemente-Simulation der Standsicherheit von Auslaugungshohlräumen und deren geologische Bewertung (Gipskeuper-Formation, Stuttgart-Bad Cannstatt)" beschäftigte sich mit der Fragestellung, unter welchen geologisch-geotechnischen Bedingungen, unter anderem Hohlraumgröße, Tiefenlage und Bodenkennwerte, ein Auslaugungshohlraum vertikal verbricht und einen Erdfall bildet. Für diesen Zweck wurde die Finite-Elemente-Methode angewandt und der numerische Standsicherheitsfaktor η bestimmt. Die Arbeit wurde von Herrn Prof. Dr. ROGOWSKI (Regierungspräsidium Freiburg, Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, Dienststelle Stuttgart) betreut. Die Finite-Elemente-Berechnungen wurden bei Herrn Prof. Dr. VERMEER am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart durchgeführt und von Herrn Dipl.-Ing. HINTNER betreut. Die Dissertation wurde vom Tiefbauamt der Stadt Stuttgart finanziell gefördert.

In Stuttgart-Bad Cannstatt befindet sich ein Areal, in dem seit Jahrzehnten aufgrund der aktiven Auslaugung der gipsführenden Gesteine Bauschäden und Erdfälle zu verzeichnen sind. Innerhalb des Schadensgebietes war bereits der Abriss baufällig gewordener Gebäude erforderlich (STRÖBEL 1973). In der Vergangenheit traten dort fünf größere Erdfälle auf. Der letzte Erdfall ereignete sich in der Nacht vom 12. auf den 13. Mai 2000 auf dem Freigelände eines Kindergartens. Der Anfangsdurchmesser lag bei rund 5 m. Dieser Erdfall liegt außerhalb eines bekannten Erdfall- und Senkungsgebietes und war Anlass für eine umfangreiche Untersuchungskampagne. Unweit des Verbruchereignisses wurde in einer Kernbohrung innerhalb der Grundgipsschichten des Gipskeupers ein Auslaugungshohlraum erbohrt. Die Geometrie des Hohlraums konnte mittels einer Sonarvermessung (Echo-Log) bestimmt werden.

Im Rahmen der geologischen Datenerhebung wird auf die Auslaugung der wasserlöslichen Sulfatgesteine der Grundgipsschichten des Mittleren Keupers eingegangen. Innerhalb der rund zwanzig Meter mächtigen Grundgipsschichten entwickeln sich Auslaugungshohlräume, die allmählich vertikal verbrechen und Erdfälle hervorrufen können. Weiterhin kann durch den Auslaugungsprozess eine Geländeabsenkung in Form von weitgespannten Senkungsmulden entstehen.

Angelehnt an die Daten der Kernbohrung und Sonarvermessung wird eine Finite-Elemente-Modellierung mit idealisierten Fallbeispielen in homogenem Untergrund durchgeführt. Die numerische Bestimmung von Standsicherheitsfaktoren wird auf eine natürlich geschaffene Struktur übertragen. Durch die vorgegebenen Bodenparameter und momentane Geometrie des Auslaugungshohlraums wird die vorhandene Gebirgsstabilität beschrieben. Die Bestimmung der Standsicherheit soll Aussagen darüber ermöglichen, wann der Hohlraum die Stabilitätsgrenze erreicht, beziehungsweise standsicher im Untergrund verbleibt.

Die Aufgabenstellung wird mit zweidimensionalen, axialsymmetrischen und dreidimensionalen Finite-Elemente-Netzen bearbeitet. Voruntersuchungen an einem axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netz klären die Einflüsse von Randbedingungen, wie die Diskretisierung und die Größe des Finite-Elemente-Netzes. In einem weiteren Schritt werden die im Stoffgesetz nach Mohr-

Coulomb verwendeten Bodenparameter, die Hohlraumkontur, die Geometrielemente am Hohlraum (Hohlraumradius und Dachneigungswinkel) sowie die Mächtigkeit der Überdeckung variiert. Die Deutung des sich abzeichnenden Versagensmechanismus, erlaubt eine Aussage über die zu erwartenden Folgen beim Unterschreiten der Standsicherheit.

In vier idealisierten Fallbeispielen wird der Einfluss einer Lockersedimentdecke und des Grundwassers auf die Standsicherheit untersucht. In Berechnungsreihen werden die Mächtigkeit der Überdeckung und die Hohlraumgeometrie verändert. Im einzelnen sind dies folgende drei Berechnungsreihen:

- Berechnungsreihe 1: Variation der Überdeckungsmächtigkeit bei axialsymmetrischen Finite-Elemente-Berechnungen
- Berechnungsreihe 2: Variation des Hohlraumradius bei axialsymmetrischen Finite-Elemente-Berechnungen
- Berechnungsreihe 3: Variation der Hohlraumgeometrie bei dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen

Die Ergebnisse der idealisierten Fallbeispiele dienen der Annäherung an die Situation in Stuttgart-Bad Cannstatt mit einer der Realität angepassten Hohlraumgeometrie und geschichtetem Gebirge. Das wirklichkeitsnahe Fallbeispiel wird mit axialsymmetrischen und drei-dimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen bearbeitet.

Abschließen wird der Versuch unternommen, das Verbruchgeschehen analytisch zu betrachten. Hierfür wird ein vereinfachtes Bruchkörpermodell auf der Basis der sich bei den Finite-Elemente-Standsicherheitsberechnungen abzeichnenden Verbruchmechanismen erstellt und mit bestehenden Modellansätzen zum Verbruchprozess verglichen. Die vorliegende Ausführung orientiert sich an dem vermessenen Auslaugungshohlraum, den verzeichneten Erdfällen und den geologisch-geomechanischen Daten in Stuttgart-Bad Cannstatt.

2 Evaporite

In diesem Kapitel wird auf die Entstehung von Evaporiten eingegangen. Das Augenmerk ruht auf der Beschreibung der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Anhydrit und Gips. Die Löslichkeit und Mineralphasenumwandlung der Calciumsulfatminerale sind wichtig für das weitere Verständnis des Verkarstungsprozesses der Auslaugung. In der Natur findet sich Calciumsulfat CaSO_4 vorwiegend als Gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$) und Anhydrit (CaSO_4), hingegen selten als Halbhydrat Bassanit ($\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2} \text{H}_2\text{O}$).

Eine grundlegende Darstellung der Evaporite geben unter anderem RICHTER-BERNBURG (1985), BALZER (2003) und für die Calciumsulfatminerale und Salzlagerstätten im Speziellen LANGBEIN, PETER & SCHWAHN (1982) und POHL (1992). Beschreibungen der chemischen und physikalischen Eigenschaften der Calciumsulfatminerale, insbesondere der Löslichkeit, finden sich in HARDIE (1967), LIU & NANCOLLAS (1971), BLOUNT & DICKSON (1973), EINFALT (1975) und zusammenfassend in REUTER et al. (1990), VOLL (1992) und RÖSLER (1991). Zu Erkennungskriterien und zur Durchführung und Auswertung von quantitativen und qualitativen Analysen von Sulfatgesteinen sei auf ANRICH (1958) und VOLL (1992) verwiesen. Die Entstehung und Verteilung der Sulfatgesteine im Gipskeuper (Grabfeld-Formation) werden in Kapitel 7 aufgezeigt.

2.1 Marine und kontinentale Evaporite

Im Gegensatz zu klastischen Ablagerungsgesteinen wie Ton- und Sandsteine sind Evaporite Ausfällungssedimente, die aus einer wässrigen Lösung an Ort und Stelle hervorgehen. Sie resultieren aus dem partiellen oder kompletten Eindampfen (Evaporation) von Grund-, See- oder Meerwasser in zumeist ariden Klimabereichen (LANGBEIN, PETER & SCHWAHN 1982). Die Eindampfung von wässriger Lösung bewirkt Konzentrationserhöhungen der gelösten Ionen. In Abhängigkeit von ihrer Löslichkeit kristallisieren die Minerale schrittweise aus. Für die Bildung von Evaporiten sind klimatische Bedingungen notwendig, bei denen die Verdunstung die Niederschläge und den Wasserzufluss übersteigt. Die rezente Evaporitbildung liegt in ariden und semiariden Gebieten der Erde, meist zwischen 10° bis 40° geographischer Breite (POHL 1992).

Als Salinar wird eine Schichtfolge bezeichnet, die komplett aus Evaporiten besteht oder der Evaporit-führende Teil eines Gesteinskomplexes. Die durch Evaporation entstandenen Salzlagerstätten bilden geologisch und bergwirtschaftlich bedeutsame Gesteinskomplexe. Bei gesteinsbildenden Evaporiten werden marine und kontinentale Bildungsräume unterschieden. Nicht gesteinsbildende Evaporite befinden sich in Klüften, im Porenraum der Gesteine oder an der Geländeoberfläche und entstammen der Auskristallisation von Verwitterungslösungen oder Absätzen vulkanischer Gase (BALZER 2003).

Der Absatz des Calciumsulfatminerals Gips ist nur eine Phase der so genannten progressiven Salzabscheidungsfolge von Evaporitgesteinen, bei der gemäß dem Löslichkeitsprodukt und dem Sättigungsgrad der Ionen verschiedene Salze ausfallen. Wird innerhalb eines flachmarinen Beckens Meerwasser eingedampft, ergibt sich aufgrund der gelösten Kationen (Na^+ , K^+ , Mg^{2+} , Ca^{2+}) und der Anionen (Cl^- , SO_4^{2-} , HCO_3^-) eine vollständige progressive Salzabscheidungsfolge: Zu Beginn

bildet sich Calciumkarbonat (Calcit und Aragonit), und die instabilen Minerale Aragonit und Magnesium-Calcit werden durch den Einbau von Magnesium frühdiagenetisch in stabilen Dolomit umgewandelt. Hierauf folgen Calciumsulfat (Gips), Natriumchlorid (Steinsalz) und zuletzt Magnesium- und Kaliumsalze (Kali-Magnesium-Chloride und -Sulfate). Aufgrund der hohen Löslichkeit werden Kali- und Magnesiumsalze selten ausgefällt oder sind womöglich bereits wieder gelöst worden (BALZER 2003). Die kontinuierliche Eindampfung der Salzlösung ergibt eine vertikale Abfolge. In Salinaren folgt zumeist nach der höchsten Eindampfungsstufe wieder eine niedrigere, wodurch sich die Verdünnung durch Wasserzufuhr ausdrückt. Diese Umkehrung wird als rezessive Salzabscheidungsfolge bezeichnet. Beide Phasen werden zu einem salinaren Zyklus oder einer Evaporitserie zusammengefasst. Viele Salzbecken umfassen mehrere Evaporitzyklen, wie zum Beispiel die mächtigen Evaporitserien des norddeutschen Zechsteins (RICHTER-BERNBURG 1985). Ebenso ergibt sich eine laterale Zonierung der Evaporite aus der ungleich verteilten Konzentration der Salzlösung im Becken.

In kontinentalen Evaporiten sind neben Karbonat-, Sulfat- und Chloridmineralen Nitrate und die Edelsalze der Borate zu finden. Der Salzgehalt des Süßwassers wird durch Verwitterungslösungen aus magmatischen, metamorphen und sedimentären Gesteinen beeinflusst (RÖSLER 1990). Die Salzabscheidungen sind daher vom anstehenden Gestein im Einzugsgebiet der Süßwässer abhängig. Zum Beispiel sind Borate nur dort zu finden, wo Bor aus vulkanischen Thermen in den sedimentären Zyklus gelangt.

Bei der kontinentalen Sulfatabscheidung lassen sich drei Formen (u. a. LANGBEIN, PETER & SCHWAHN 1982), die entweder örtlich nebeneinander oder in zeitlicher Folge nacheinander auftreten, unterscheiden:

- **Salzausblühungen** sind geringmächtige Krusten an der Geländeoberfläche, die durch aufsteigendes und verdunstendes Grundwasser entstanden. Sulfatkrusten und leichter lösliche Evaporite sind an vollaride Gebiete gebunden. In Gebieten mit höheren Niederschlagsmengen bilden sich sulfatfreie Karbonatkrusten.
- **Salzsümpfe** sind mit salzigem Tonschlamm gefüllte Becken. Die Sulfate bilden dabei Salzkrusten, Salzflächen oder Porenraumimprägnationen, zumeist mit anderen Evaporiten gemischt.
- **Salzseen** sind abflusslose Binnengewässer in Trockengebieten mit konzentrischen und vertikalen Evaporitabfolgen. Diese sind bei hoher Salzkonzentration auch im humiden Klimabereich zu finden. Der Sedimenteintrag von Flüssen und Bächen baut am Beckenrand alluviale Schuttfächer auf, die weiter zum Beckenzentrum in sandige und tonige Flächen übergehen. Die trockenen Schlammflächen zeigen Trockenrisse, Salzausblühungen und frühdiagenetisch gebildete Salzkristalle, die die Schichtung des Sediments auflösen können.

2.2 Zur Lösung von Sulfatgesteinen

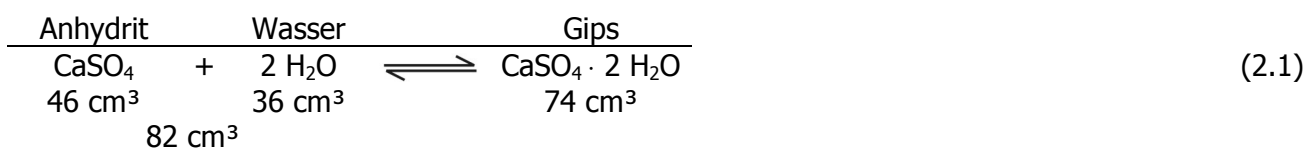
Bei der Verkarstung von Sulfatgestein wirkt Wasser als Lösungsmittel. Im Gegensatz zur chemischen Auflösung (Korrosion) von Kalkgesteinen geht die Sulfatlösung ohne Kohlensäure vonstatten. Die Löslichkeit der Calciumsulfatminerale wird durch die Temperatur und den Gehalt an Fremdionen in der Lösung beeinflusst. Vor der eigentlichen Lösung des Sulfatgesteins findet eine Mineralphasenumwandlung (Hydratation) des wasserfreien Anhydrits (siehe Kapitel 2.2.1) zum wasserhaltigen Gips statt. Die Sulfatminerale sind in Gesteinen oft von tonigen, organischen und anderen Beimengungen durchsetzt, deshalb sind die vorgestellten Eigenschaften und Angaben, insbesondere für die Löslichkeit, auf die reine Mineralphase bezogen.

2.2.1 Mineralphasenumwandlung der Calciumsulfatminerale

Primär kristallisiert das Calciumsulfat unter natürlichen Bedingungen größtenteils als Gips aus, der sich im Verlauf der Diagenese durch Dehydratation in Anhydrit umwandeln kann. Der umgekehrte Vorgang der **Hydratation** (Vergipsung) beschreibt die Umwandlung des Anhydrits durch Wasseraufnahme in Gips. Dieser Vorgang ist als Lösungs-Fällungsreaktion zu verstehen, bei dem die Anhydritkristalle bei Kontakt mit Wasser gelöst werden und gleichzeitig Gips im entstandenen Hohlraum auskristallisiert. Ein Teil der sulfatgesättigten Lösung wird abgeführt (UFRECHT 2006). Bei Standardbedingungen 25°C und 1013 hPa (mbar) liegt die Löslichkeit von Anhydrit bei 2,7 g/l und die des Gipses bei 2,0 g/l. Die unterschiedlichen Löslichkeiten führen dazu, dass eine wässrige Lösung im Kontakt mit Anhydrit diesen auflöst. Noch vor Erreichen der Sättigung der Lösung fällt Calciumsulfat bei 2,0 g/l CaSO_4 als Gips aus. Der verminderten Konzentration der Lösung folgt eine weitere Auflösung des Anhydrits und so fort (EINFALT 1975).

Der **Übergangspunkt** von Anhydrit zu Gips in reinem Wasser wird zwischen 40 bis 42°C angegeben. Dies bedeutet, dass Gips bei Anwesenheit von Wasser unterhalb von 42°C thermodynamisch stabil ist und Anhydrit oberhalb von 42°C. Der Gips kristallisiert aus einer wässrigen Lösung demgemäß bei niedrigeren und Anhydrit bei höheren Temperaturen aus. Die experimentell bestimmte Übergangstemperatur von Gips zu Anhydrit im reinen Wasser ergab bei HARDIE (1967) 58°C. In der Literatur werden Werte für den Umwandlungspunkt, je nach theoretischer oder experimenteller Bestimmungsmethode, zwischen 38 bis 58°C angegeben (EINFALT 1975).

Die Hydratation von anhydritführendem Gestein ist mit einer **Volumenzunahme** verbunden. Betrachtet man die spezifischen Volumina (Molvolumina) der beteiligten Phasen ergibt sich:



Beim Vergleich des Volumens von Anhydrit plus Wasser (82 cm^3) mit dem Volumen von Gips (74 cm^3) ergibt sich eine Volumenverringerung von 10 %. Das Wasser für die Mineralphasenumwandlung muss von außen über Risse und Klüfte zugeführt werden. Bei einer Druckerhöhung würde in diesem Falle Gips begünstigt, da dieser nach dem Prinzip von

LE CHATELIER das kleinere Volumen einnimmt. Ein Vergleich der Volumina der Feststoffe Anhydrit und Gips ergibt nach vollständiger Hydratation eine Volumenzunahme von 61 %, die als Gipsquellen bezeichnet wird (u. a. EINFALT 1975, LANGBEIN, PETER & SCHWAHN 1982).

Der theoretisch ermittelte Prozentwert der Volumenvergrößerung von 61 % ist in einem geschlossenen System zu erwarten, im offenen System der Natur ist dieser meist erheblich kleiner (VOLL 1992). Zum Beispiel kann der Grundwasserstrom gelöstes Calciumsulfat entfernen und damit die Volumenzunahme kompensieren oder zumindest verringern.

2.2.2 Löslichkeit der Calciumsulfate

Der Absatz von Evaporitmineralen aus einer wässrigen Lösung wird vom Löslichkeitsprodukt des jeweiligen Evaporitminerals bestimmt. Aus chemischen und physikalischen Einflussgrößen ergibt sich das Löslichkeitsprodukt K_L eines Salzes; ist das bestimmbare Löslichkeitsprodukt klein, besitzt das Salz nur eine geringe Löslichkeit und fällt zu Beginn der Salzausscheidungsfolge aus. Das Löslichkeitsprodukt beträgt bei 25°C für Calciumkarbonat $8,7 \cdot 10^{-9}$ und Calciumsulfat $2,4 \cdot 10^{-5}$. Aus diesen Werten ist zu entnehmen, dass Kalk vor dem Gips ausfällt, da dieser eine weitaus geringere Löslichkeit besitzt.

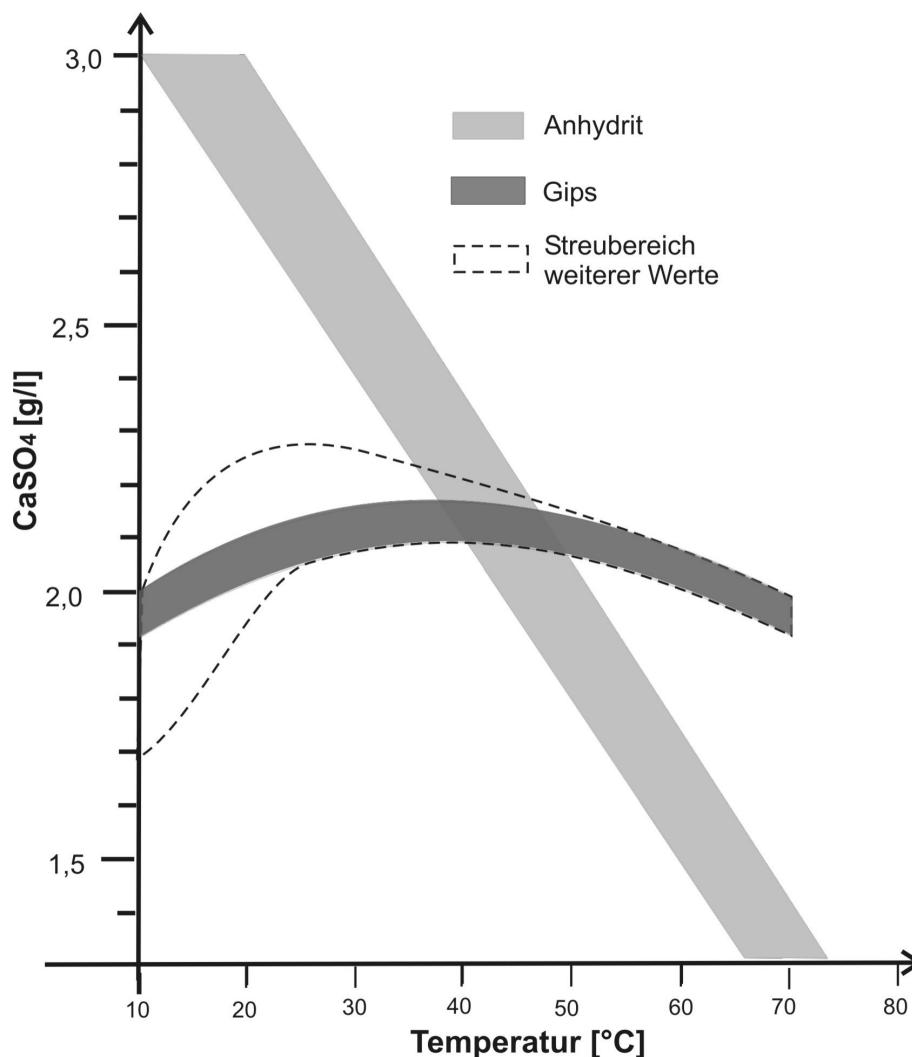


Abbildung 2.1: Löslichkeitsdiagramm für Gips und Anhydrit, umgezeichnet nach HARDIE (1967).

Chemische und physikalische Bedingungen beeinflussen die Ausfällung und Lösung der Calciumsulfate. Das Löslichkeitsprodukt ist von der Aktivität der beteiligten Ionen, der Temperatur, dem Druck sowie der Konzentration und Ionenzusammensetzung der Lösung abhängig (LANGBEIN, PETER & SCHWAHN 1982). Die Gleichung des Löslichkeitsproduktes für Anhydrit lautet:



Das **Löslichkeitsdiagramm** (Abbildung 2.1) zeigt die Löslichkeit der Calciumsulfate bei einem Luftdruck von 1013 hPa in einer wässrigen Lösung ohne Fremdionen. Die Löslichkeit des Anhydrits nimmt mit steigender Temperatur stark ab. Bei der Ausfällung von Anhydrit kann der als konstant anzunehmende atmosphärische Druck vernachlässigt werden, da ein verringerter Partialdruck die Ausfällung nicht, wie bei Calciumkarbonat, begünstigt. Der Druck ist hingegen für die Löslichkeit des Gipses und insbesondere für die Umwandlung des Gipses in Anhydrit von Bedeutung. Die Gleichung für das Löslichkeitsprodukt bei Gips lautet:



Neben Druck und Temperatur ist dieses Gleichgewicht auch vom Wassergehalt abhängig, das als Kristallwasser in den Gips eingebaut wird. Aus Abbildung 2.1 ist ersichtlich, dass die Löslichkeit von Gips kaum von der Temperatur abhängig ist. Die Auflösung und die Vergipsung geht umso langsamer voran, je reiner und homogener das Sulfatgestein ist (ENGELS 1973).

Fremdionen, insbesondere Chloride, erhöhen die Löslichkeit von Calciumsulfat (Abbildung 2.2). Je nach Literaturquelle wird eine Obergrenze der Löslichkeit von bis zu 10 g/l angegeben. In vielen Schichtfolgen sind sulfatische und chloridische Gesteine gemeinsam vorhanden und eine gegenseitige Beeinflussung der Lösungsvorgänge, die zu einer verstärkten Verkarstung und Erdfallbildung führen, ist möglich (REUTER et al. 1990).

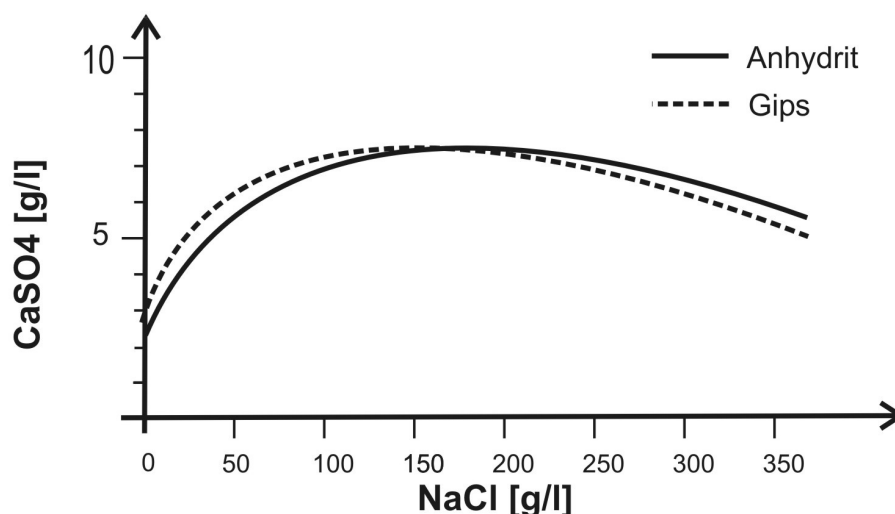


Abbildung 2.2: Löslichkeit von Calciumsulfat bei Anwesenheit von Natriumchlorid, umgezeichnet nach MOLEK (1984).

2.2.3 Eigenschaften und Erkennungskriterien von Anhydrit und Gips

Nachfolgend wird auf die weiteren chemischen und physikalischen Eigenschaften von Gips und Anhydrit eingegangen. Weiterhin werden die Feld- und Labormethoden zur Unterscheidung der Sulfatminerale aufgezeigt. Einen detaillierten Überblick zu diesen Themen geben RÖSLER (1991), ANRICH (1958), VOLL (1992) und die am Kapitelanfang zitierte Literatur.

Anhydrit ist die wasserfreie Form des Calciumsulfats (griechisch *anhydros* = ohne Wasser). Die rhombischen Kristalle des CaSO_4 enthalten häufig geringe Gehalte an Strontium (RÖSLER 1991). Die Kristalle mit Glasglanz sind meist farblos und durchsichtig. Bei Wasseraufnahme (Hydratation, Vergipsung) wandelt sich Anhydrit in Gips um, wobei das Strontium als feinlamellares Strontiumsulfat (mikroskopisch erkennbar) ausgeschieden wird. Je nach Beimengungen und Strontiumgehalt zeigen Anhydritgesteine eine weiße bis graue, teils auch bläuliche und rötliche Färbung. Die Mohs'sche Härte beträgt 3,5 bei einer Dichte von 2,9 bis 3,0 g/cm^3 .

Gips (griechisch *gyposos*) $\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$ bildet monokline Kristalle, die durch Wasseraufnahme aus Anhydrit entstanden sind. Einzelne Kristalle sind oft groß, durchsichtig und farblos, zumeist aber gelblich gefärbt. Diese finden sich unter anderem in Klüften als sogenannter Fasergips. Massige Gipsgesteine sind weiß, jedoch durch Ton meist grau gefärbt. Die Mohs'sche Härte beträgt 2,0 bei einer Dichte von 2,3 bis 2,4 g/cm^3 .

Die visuelle Unterscheidung von Sulfatmineralen erfordert viel Erfahrung, da sich das optische Erscheinungsbild der Anhydrit- und Gipsgesteine vielfältig gleicht. Bei angewitterten Oberflächen älterer Aufschlüsse genügt oft zur Unterscheidung die Helligkeit beziehungsweise die Färbung der Gesteine. Der mechanisch-akustische Eindruck beim Anschlagen mit einem spitzen Hammer ist ziemlich verlässlich, wobei sich Gips im Idealfall dumpf anhört, Anhydrit hingegen klingend. Weiterhin ist beim Anschlagen von reinem kompaktem Anhydrit eine Funkenbildung zu beobachten. Die Diagnose von Anhydrit, der leicht mit Karbonaten verwechselt werden kann, erfolgt über den Säuretest mit verdünnter Salzsäure. Calciumkarbonat reagiert mit Salzsäure, wobei Kohlenstoffdioxid frei wird und die Flüssigkeit aufschäumt. Bei in Umwandlung begriffenen Gebieten, wo Gips und Anhydrit in flaserig-lagigem Gefüge auf Zentimeter-Entfernung abwechseln können, spürt man deutlich einen Härteunterschied.

Eine Unterscheidung der Sulfatgesteine über Abwiegen ist möglich. Dies birgt jedoch Unsicherheiten aufgrund des sich ändernden spezifischen Gewichts infolge von Beimengungen oder Abwandlungen des kristallinen Gefüges. Bei einem Pulverpräparat lässt sich der Gipsgehalt durch Erhitzen, verbunden mit Austreiben des Porenwassers und des Kristallwassers, quantitativ bestimmen. Bei unreinen Sulfatgesteinen kann der Sulfatgehalt auf chemischem Wege durch Titration bestimmt werden. Zur besseren Unterscheidung können bei angeschliffenen Proben und Dünnschliffen die Gipskristalle angefärbt werden. Das Mineralgefüge und die Elementzusammensetzung lassen sich weiterhin mit Rasterelektronenmikroskopie und Röntgen-diffraktometrie klären.

3 Sulfatkarst

Mit den Termini Verkarstung und Karst sind im Wesentlichen die Prozesse und Formen des Karbonatkarstes verbunden. Diese sind durch die Vielzahl an zugänglichen Höhlenbildungen und -systemen dem Außenstehenden präsent (KEMPE 2005). Als prominente regionale Beispiele sind die Karsthöhlen der Fränkischen und Schwäbischen Alb zu nennen. Im Mittelpunkt dieser Abhandlung steht der Sulfatkarst, der im Arbeitsgebiet unzugängliche, wassererfüllte Kavernen und kleinere Hohlräume bildet.

Für die Beschreibung der Gesteinsauflösung und die sich bildenden oberirdischen und untertägigen Formen werden speläologische Begriffe verwendet. Von ingenieurwissenschaftlicher Seite wird bemängelt, dass die definierten Begriffsinhalte der Speläologie nicht die zugrundeliegenden Entstehungsgeschichten der Formbildung bei Höhlen und Geländeformen beschreiben, sondern vielmehr deren morphologisches Aussehen und Funktion. Diese Zweideutigkeit wird in der Literatur (u.a. PENZEL 1980, REUTER et al. 1990) ausgiebig erörtert. Unabhängig von dieser andauernden Diskussion um die Zuordnung von Begriffsinhalten wird im Folgenden eine Übersicht der Begriffe gegeben, wie sie in dieser Arbeit verwendet werden. Einheitlich werden in letzter Zeit von Vertretern unterschiedlicher Fachdisziplinen die Auflösungsprozesse des Gesteins als Verkarstung und die lösungsbedingten Formen als Karst bezeichnet. Für einen Einblick in die Verkarstung von Karbonat-, Sulfat- und Chloridgesteinen sowie den primären und sekundären Karstformen sei an dieser Stelle unter anderem auf die Veröffentlichungen von REUTER et al. (1990), KLIMCHOUK & ANDREJCHUK (1996 a) und MOLEK, TOLMATSHEV & CHOMENKO (1997) verwiesen.

3.1 Verkarstung und Karst

Die speläologischen Definitionen werden wie folgt gegeben: Unter **Verkarstung** versteht man die natürlichen chemischen Auflösungs- und Zersetzungsprozesse (Korrosion) an Gesteinen durch Wasser. Diese chemischen Prozesse werden meist von mechanischen Vorgängen und Gesteinsversturz begleitet. Der Ausdruck **Karst** umfasst hingegen den gesamten unter- und oberirdischen geomorphologischen Formenschatz, der sich aus den Lösungserscheinungen ergibt (BÜCHNER 1991). Es lassen sich dementsprechend unterschiedliche Karsttypen durch Heranziehen von Klassifikationsmerkmalen wie Lösungsprozessen, Petrographie und Lagerungsverhältnissen der löslichen Gesteine ausweisen (REUTER et al. 1990). Der Begriff Karst wird um sekundäre Prozesse wie Erdfälle, Suffosionserdfälle, Rutschungen oder Hangkriechen erweitert, wenn diese durch Lösung von Gesteinen verursacht werden.

Je nach dem, welche Gesteinsart der Verkarstung unterliegt, werden **Karbonat-, Sulfat- und Chloridkarst** unterschieden (vgl. Tabelle 3.1). Die **Verkarstungsgeschwindigkeit** steigt mit zunehmender Löslichkeit von karbonatischen über sulfatische zu chloridischen Gesteinen im relativen Verhältnis 1:100:10000 an (REUTER et al. 1990).

Tabelle 3.1: Klassifikation der Karsttypen (REUTER et al. 1990).

Gruppe	Karsttyp	Gesteinsart
Karst in schwerlöslichen Gesteinen	Karbonatkarst	Kalkstein Kreide Dolomit Gesteine mit karbonatischem Zement
	Sulfatkarbonatkarst	Dolomitisch-sulfatische Gesteine
	Sulfatkarst (Gipskarst oder Gipsauslaugung)	Anhydrit Gips
Karst in leichtlöslichen Gesteinen	Chloridkarst (Halit- oder Salzkarst) (Salzauslaugung)	Steinsalz Kalisalze

Weiterhin lassen sich zwei Hauptformen des Karstes nach den Lagerungsverhältnissen des verkarsteten Gesteins abgrenzen. Dies ist zum einen der **nackte Karst**, bei dem das lösliche Gestein an der Erdoberfläche ansteht und zum anderen der **bedeckte Karst**, bei dem nichtlösliche Fest- und Lockergesteine das verkarstungsfähige Gestein überlagern (BÜCHNER 1991). Wird das verkarstbare Gestein nur von einem dünnen Oberboden überlagert, spricht man von grünem Karst, der zumeist in Gebieten mit Karbonatkarst anzutreffen ist. Weiterhin lässt sich Karst zur Lage des Grundwasserspiegels definieren. Eine Sonderform ist der **Tiefenkarst**, der weit unterhalb der Vorflut auftritt. Der größte Teil des Sulfat- und Chloridkarstes gehört dazu.

Die **Verkarstungsintensität** wird maßgeblich durch die Mächtigkeit und Wasserdurchlässigkeit der hangenden unlöslichen Gesteine und den Ionengehalt des Grundwassers gesteuert (vgl. Kapitel 3.4). Das Grundwasser muss in der Lage sein, weitere Ionen aufzunehmen, und das gesättigte Wasser muss abfließen können. Ein hoher Ionengehalt des Wassers oder geringer Wasserzufluss zum subrodierbaren Gestein kann den Verkarstungsprozess einschränken oder gar stoppen. Zum Beispiel geschieht dies bei schwerdurchlässigem Nebengestein oder sehr langsam fließendem Grundwasser. Es kann dann zum Ausfällen von Calciumsulfat in Klüften und Hohlräumen kommen (vgl. Kapitel 2.2.2). Im Gegensatz hierzu begünstigt der Kontakt zu durchlässigen klüftigen Gesteinen (Sandsteine, Karbonate) oder Auflockerungszonen entlang von Verwerfungen die Auslaugung (REUTER, MOLEK & SCHWERTER 1983).

3.2 Auslaugung und Subrosion

Der Überbegriff der Auflösungstätigkeit an verkarstbaren Gesteinen ist der zu Beginn des 20. Jahrhunderts eingeführte speläologische Fachterminus der **Auslaugung**. Die eigentliche Gesteinsauflösung wird als **Korrosion** bezeichnet und bezieht sich auf verschiedene physikalisch-chemische Faktoren der Verkarstung bei Karbonat-, Sulfat- und Chloridgesteinen. Die Gesteinslösung kann sowohl chemisch unter der Mitwirkung von Säuren, als auch physikalisch mittels direkter Lösung durch Wasser erfolgen (REUTER et al. 1990).

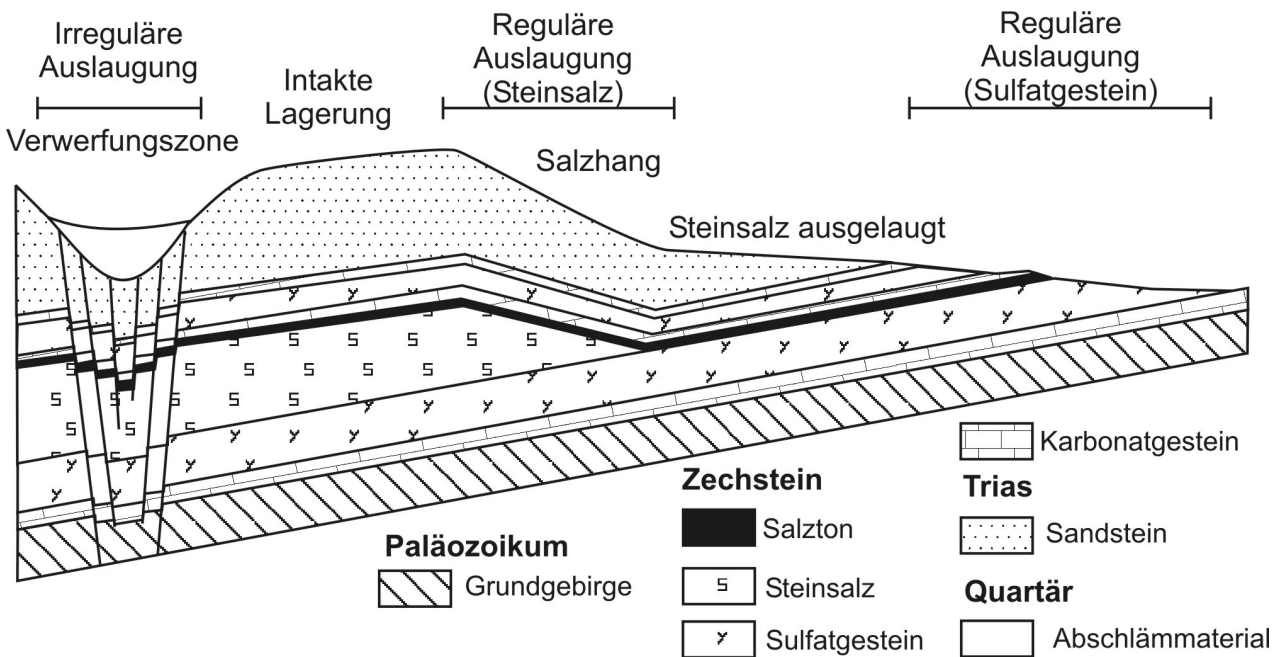


Abbildung 3.1: Auslaugung im Zechstein, bei irregulärer und regulärer Auslaugung des Steinsalzes und der Sulfatgesteine nach BÜCHNER (1996).

WEBER (1930) prägte die Begriffe **reguläre** und **irreguläre Auslaugung**, die unterschiedliche Oberflächenformen bewirken. Die reguläre Auslaugung tritt flächenhaft auf, wobei die Gesteinslösung von oben her, mit der Ausbildung eines regelmäßigen Salzspiegels am Top des Salinars, erfolgt. Entlang des Ausstrichs liegt ein Salzhang (siehe Abbildung 3.1). Bei dieser breitflächigen Auslaugung wird von **Ablaugung** gesprochen, die als synonyme Bezeichnung für **Subrosion** (*subrosion*) verwendet werden kann. Die irreguläre Auslaugung wirkt kleinräumig an Trennflächen wie Klüften, Störungen und deren Kreuzungen und ist meist an tektonische Aktivitäten gekoppelt. Deshalb reicht die irreguläre Auslaugung in größere Tiefen. Bei Gips- und Karbonatgesteinen erfolgt oberhalb des Grundwasserspiegels die Auslaugung regulär von oben (BÜCHNER 1996) und zudem an tektonischen Trennflächen von innen (REY & SUDERLAU 1984), unter Bildung eines verzweigten Systems erweiterter Klüfte. Diese Verkarstungsform ist in Steinsalz nicht anzutreffen, da dieses praktisch frei von Trennflächen ist.

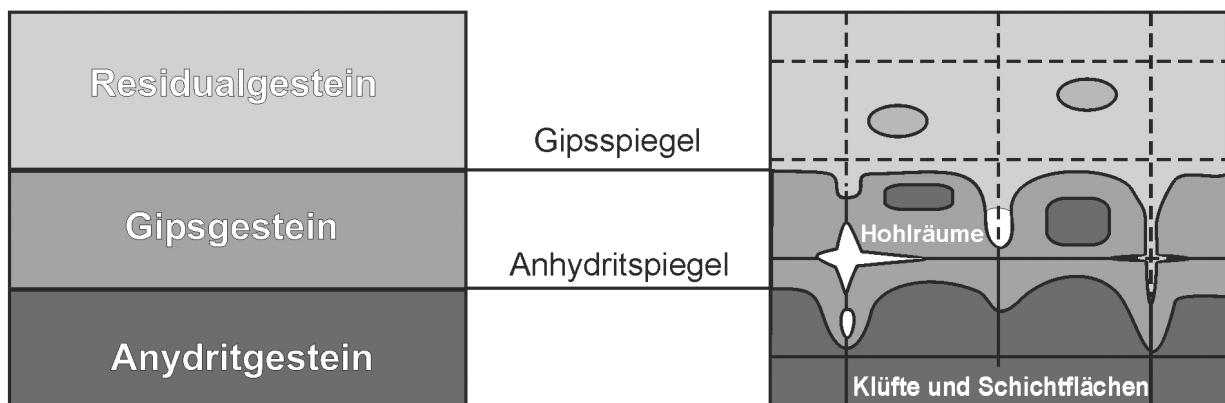


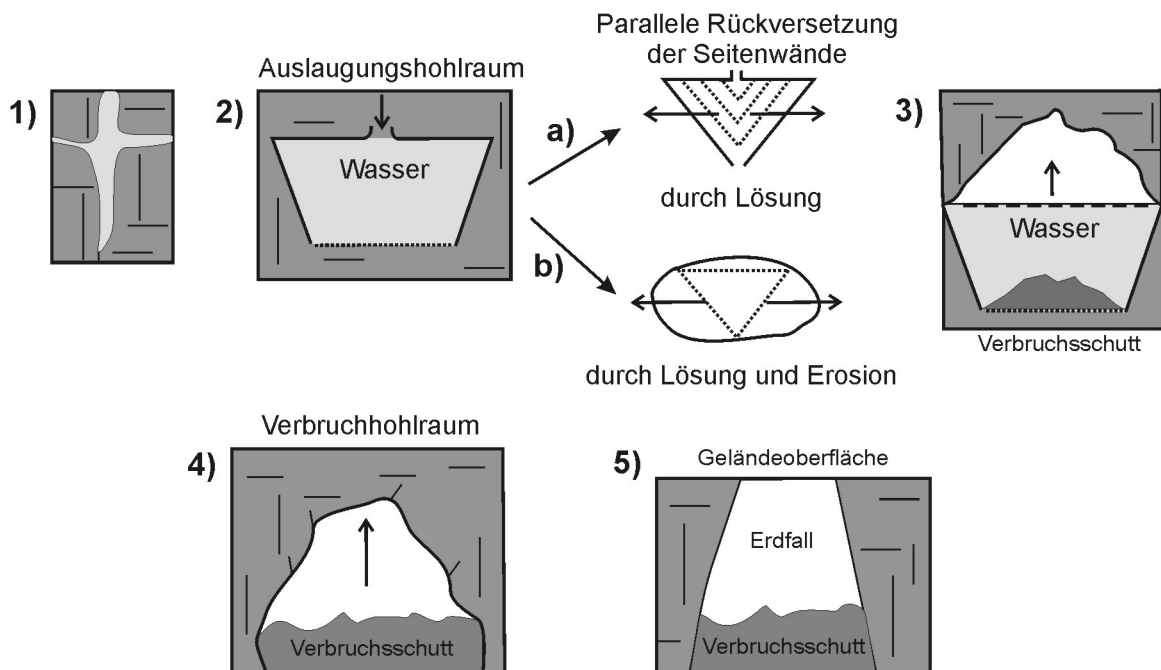
Abbildung 3.2: Residualgestein, Gips- und Anhydritspiegel.

Ist Anhydritgestein im Untergrund anstehend, bilden sich bei regulärer Auslaugung ein **Anhydritspiegel**, der die Grenzfläche der Hydratation des Anhydrits zu Gips kennzeichnet und ein

Gipsspiegel, der die Oberfläche zwischen unausgelaugten und ausgelaugten Gesteinen nachzeichnet. Gipslinsen können oberhalb des Gipsspiegels relictisch erhalten sein, da das Residualgestein die Gipsreste vor der Auflösung schützt (vgl. Abbildung 3.2). Der Verlauf des Gips- und Anhydritspiegels folgt zumeist der Topographie. In Oberflächennähe sind die Sulfatgesteine größtenteils komplett ausgelaugt, wobei ein gering-bindiger Lösungsrückstand, ein **Residualgestein** aus Ton und Gesteinsfragmenten, zurückbleibt (vgl. Kapitel 7.4.4). Dies gilt ebenso für tiefer liegende ausgelaugte Sulfathorizonte, wobei die hangenden Gesteinslagen oftmals deformiert oder verstürzt sind.

3.3 Hohlrumbildung

Die irreguläre Auslaugung der Sulfatgesteine bildet im feucht-humiden Klimabereich bevorzugt Kavernen. Die sich hieraus ergebenden Oberflächenformen werden eingehend in Kapitel 5 beschrieben.



- 1) Lösungserweiterung einer Störung oder Kluft
- 2) Unterwasserstadium
Laughöhlenbildung durch Lösung
Höhlenbildung durch kombinierte Lösungs- und Erosionsprozesse
- 3) Verbruch und Auflösung des Verbruchmaterials
- 4) Weiterer Verbruch: Das Verbruchmaterial wird nicht mehr aufgelöst, da es höher als der Lösungsmittelspiegel liegt
- 5) Erdfallbildung (Primärform – Kegelstadium)

Abbildung 3.3: Entwicklungsstadien einer Höhle im Sulfatgestein nach KEMPE (1970).

KEMPE (1970) gliedert mehrere Entwicklungsstadien von der Hohlrumbildung bis zum Verfall des Hohlraums (Abbildung 3.3). Durch kontinuierlichen Zufluss von Frischwasser entsteht, durch Schichtung der Lauge auf Grund des spezifischen Gewichts, die typische trapezförmige Höhlenform

mit Laugdecke und schrägen Wänden. Hohlräume im Sulfat- und Karbonatgestein entstehen gewöhnlich im Schwankungsbereich des Grundwassers (BÜCHNER 1998). Sie bilden sich entlang von Klüften und Störungen oder an Schichtflächen in Kontakt zu Gesteinsbänken mit höherer Wasserdurchlässigkeit, zum Beispiel am Kontakt von Gips-Tongestein zu klüftigem Dolomitgestein (UFRECHT 2006).

Die Kavernen und kleineren Hohlräume des Sulfatkarstes im Raum Bad Cannstatt werden in dieser Arbeit als Auslaugungshohlräume bezeichnet. Der initiale Auslaugungshohlraum wird nach KEMPE (1970) durch Verbruch des Hohlraumdaches und fortschreitende Lösung umgeformt. An der Hohlraumsohle liegt ein Schuttkegel aus blockigem Gesteinsschutt. Die fortschreitende Auslaugung wirkt auf den Wandflächen und dem Verbruchsschutt. Zusätzlich zur Auslaugung sind Suffosions- und Erosionsprozesse des strömenden Wassers für die Hohlraumbildung und Ausformung verantwortlich. Grundwasserströme entfernen feinste, nicht wasserlösliche Gesteinsanteile (Ton) aus den Versturzmassen innerhalb der Auslaugungshohlräume. Das Volumen des Auslaugungshohlraumes wird dadurch vergrößert oder zumindest konstant gehalten und schafft Raum für den weiteren Verbruch des Hohlraumdaches (STRÖBEL 1973). Verbricht ein Auslaugungshohlraum vertikal, wird das verbleibende Hohlraumvolumen als Verbruchshohlraum bezeichnet, gleich, ob es wassererfüllt ist oder nicht (vgl. Abbildung 3.3). Der weitere modellhafte Entwicklungsweg vom Auslaugungshohlraum bis zur Erdfallbildung wird in Kapitel 4 diskutiert.

3.4 Verkarstungsfaktoren

Die Verkarstungsmechanismen werden von unterschiedlichen Faktoren beeinflusst wie Klima, Lagerungsverhältnisse, Tektonik, Hydrogeologie, Oberflächen-Morphologie und Chemismus des Grundwassers. Zusammenfassend geben REUTER et al. (1990), die in Tabelle 3.2 aufgeführten, Verkarstungsfaktoren an. Die Rahmenbedingungen sind in der geologischen Entwicklungsgeschichte nicht konstant. Die dynamischen Verkarstungsprozesse können mit unterschiedlicher Intensität abgelaufen sein. Die rezente Verkarstungstätigkeit spiegelt nicht zwingend die vorangegangenen und zukünftigen Lösungsprozesse wider.

Tabelle 3.2: Einflussfaktoren für die Ausbildung von Karstformen aus REUTER et al. (1990).

Klima

- Temperatur, Niederschlag und Verdunstung

Geologisch-morphologische Verhältnisse

Lösliche Gesteine	Deckgebirge einschließlich Tagesoberfläche
<ul style="list-style-type: none"> • Lithologie (Chemismus, Struktur- und Texturverhältnisse, Kristallgröße, Porosität) • Mächtigkeit und Tiefenlage • Strukturgeologische Verhältnisse (Lagerungsformen, Klüftung) • Hydrogeologische und hydrochemische Verhältnisse (Zufluss- und Abflussbedingungen) • Lösungsprozesse einschließlich Mischungskorrosion • Zusammensetzung und Konzentration der Fremdionen 	<ul style="list-style-type: none"> • Morphologische Verhältnisse • Vegetation • Lithologie • Mächtigkeit • Strukturgeologische Verhältnisse (Lagerungsformen, tektonische Klüftung, Zerrüttung des Gebirges, Wechsellagerungen) • Hydrogeologische Verhältnisse • Festigkeitseigenschaften (Kompetenz/Inkompetenz bei Wechsellagerung)

Folgen älterer Verkarstungsprozesse

- Hohlräume in löslichen Gesteinen
- Rückstandsbildungen (Residualgesteine), zum Beispiel Gipsaschen mit unterschiedlichem Verfestigungsgrad an der Tagesoberfläche
- Bereits vorhandene Senkungs- und Bruchformen

Modifizierende Faktoren

Hydromechanische Wirkungen im Deckgebirge	Anthropogene Einflüsse	Seismizität
<ul style="list-style-type: none"> • Suffosion/innere Erosion im Lockergebirge • Klufterosion im Festgestein 	<ul style="list-style-type: none"> • Bergbau (Grundwasserabsenkung, Grundwasseranstieg und Hohlrumbaue) • Defekte Be- und Entwässerungsleitungen • Untergrundversickerung von Abwässern 	<ul style="list-style-type: none"> • Natürliche seismische Einwirkungen • Seismische Ereignisse infolge von Subrosionsprozessen (Gebirgsbrüche, -schläge)

3.5 Gefährdungskategorien

Aufgrund der stetigen Geländeabsenkung oder gar des plötzlichen Einsturzes von unterirdischen Hohlräumen über verkarstem Gestein sind deutschlandweit Schäden an Bauwerken und Einrichtungen der Infrastruktur (u. a. Straßen, Abwasserkanälen, Wasser- und Elektrizitätsleitungen) zu verzeichnen. Die Prognose der Verkarstung enthält Senkungen und Erdfälle in einem bestimmten Zeitraum und umrissenen Gebiet. Die Berechnung des Gefährdungspotentials und die Ausweisung der Gefährdungskategorie (GK) erfolgt über die Erdfallhäufigkeit. Mathematisch-statistische Erhebungen zum Geländeverbrauch wurden unter anderem von REUTER, MOLEK & SCHWERTER (1983), KAMMERER (1962), FIKSEL & STOYAN (1983) für Erdfälle und von FENK (1975) und REUTER, MOLEK & SCHWERTER (1983) für Tagesbrüche formuliert. Diese Ansätze erlauben eine Aussage, in welchem Zeitraum ein prozentueller Anteil der zu erwartenden Geländebrüche gefallen ist, oder anhand von verbrochenen Erdfällen ein Gefährdungsgebiet abzugrenzen, beziehungsweise die Gefährdung innerhalb des Gebietes wiederzugeben.

Der Ausgangspunkt für abgegrenzte Gefährdungsgebiete ist die Aufteilung eines Erdfallgebietes nach der Anzahl der Erdfälle pro Quadratkilometer und Zeiteinheit (REUTER, MOLEK & SCHWERTER 1983). Hinzu kommen noch ingenieurgeologische Untersuchung, die Klärung der Geologie und das Erkennen von Auslaugungsprozessen ohne offensichtliche Bindung an geologische Strukturen (FIKSEL & STOYAN 1983). Geofernerkundung, Oberflächenstrukturen und Untergrunderkundung mit direkten oder indirekten Verfahren (Kapitel 8) erlauben eine Einschätzung des Auslaugungsgeschehens. Zusammen ergeben diese eine Klassifizierung des Baugrundes und Empfehlungen für die Umsetzung von Bauvorhaben (REUTER, MOLEK & SCHWERTER 1983).

Für den Sulfatkarst von Niedersachsen (Westharz-Vorland) werden zur Abgrenzung von Flächen mit unterschiedlicher Erdfallgefährdung acht Kategorien (siehe Tabelle 5.2) unterschieden (BÜCHNER 1991). Den jeweiligen Bebauungsflächen wird eine Gefährdung zugeordnet, beginnend bei der Kategorie 0 für „keine wasserlöslichen Gesteine bekannt“ bis hin zur Kategorie 7 des „jungen oder aktiven Erdfalls“. Die Kategorien und die damit verbundene Gefährdung des Standortes werden durch die Tiefe der wasserlöslichen Gesteine sowie aus der Anzahl und

Entfernung bereits aufgetretener Erdfälle am Standort bestimmt. Diese Einteilung der Gefährdungskategorien ist nicht ohne weiteres auf ein anderes Erdfallgebiet zu übertragen und bedarf lokaler Modifikationen. Je nach Klasse der Gefährdungskategorie sind vorsorgliche konstruktive Maßnahmen an Bauwerken, Häusern, Straßen, Eisenbahnstrecken, Brücken und Tunneln zu treffen, die spätere, wenig ökonomische Sanierungsmaßnahmen minimieren.

Tabelle 5.2: Gefährdungskategorien (GK) für Bauflächen in erdfallgefährdeten Gebieten nach BÜCHNER (1991 & 1996).

	Vorhandensein von Gipsgestein im Untergrund	Bekannt gewordene Erdfälle				GK	
Keine bekannt gewordenen Erdfälle	keines	-		Keine löslichen Gesteine im Untergrund		0	
	in großer Tiefe, von tonigem Gestein überdeckt	keine		Lösliche Gesteine in großer Tiefe, keine Hinweise auf reguläre oder irreguläre Auslaugung		1	
	in größerer Tiefe			Irreguläre Auslaugung möglich		2	
	möglicherweise in geringer Tiefe			Reguläre Auslaugung wahrscheinlich		Erdfälle in 100 m Umkreis	3
Erdfälle bereits aufgetreten	in beliebiger Tiefe	einzelne	in	mittelbarer	Umgebung der Baufläche		1 – 2
				unmittelbarer		3 – 8	5
		zahlreiche	innerhalb der Baufläche			> 8	6
							7

Für das Stadtgebiet von Stuttgart-Bad Cannstatt sind statistische Ansätze zur Beschreibung der Erdfalltätigkeit nach Tabelle 5.2 aufgrund der seltenen Erdfallereignisse nicht möglich.

3.6 Schutzmaßnahmen

Als prinzipielle Schutzmaßnahmen in erdfallgefährdeten Gebieten werden von verschiedenen Autoren Untergrunderkundungen und anschließende Hohlraumneutralisation, statisch-konstruktive Maßnahmen an Bauwerken sowie eine Überwachung von Bauwerken durch Frühwarneinrichtungen empfohlen.

Die Untergrunderkundung (Kapitel 8) sollte bis zur Tiefe der subrodierten Gesteine erfolgen, um Karsthohlräume, beziehungsweise einen sich abzeichnenden vertikalen Verbruch innerhalb der Deckschichten, zu erkennen. Die Untergrundsicherung durch Hohlraumneutralisation kann durch Verfüllen mit rolligem Material (Kies), durch Zement, Dämmen oder ähnlichem erfolgen. Im freien Gelände besteht unter Umständen die Möglichkeit, durch Sprengungen oder Untergrundverdichtung mit Fallgewichten ein vorzeitiges Herbeiführen des Erdfalls zu erreichen.

Bei statisch-konstruktiven Maßnahmen wie der Aussteifung von Bauwerken soll im Schadensfall ein sofortiges Zusammenbrechen des Bauwerkes verhindert werden. Die statisch-konstruktiven Anforderungen für Wohngebäude in den besonders erdfallgefährdeten Gebieten der Gefährdungskategorien (GK) 3 bis 6 sind im Anhang IV wiedergegeben. Die Überwachung von Bauwerken durch Frühwarneinrichtungen gestattet es beim sich ankündigenden Schadensfall, kurzfristige Sicherungsmaßnahmen wie Evakuierung, Sperrung und Absperrung einzuleiten.

Die Örtlichkeiten der Hochbrüche sind, insbesondere bei geringer Erdfallhäufigkeit, vorab schwer zu erfassen. Daher ist es schwierig, ein Messnetz zur Frühwarnung in Erdfallgebieten aufzubauen (REUTER et al. 1990). Wahrnehmbare Anzeichen des Verkarstungs- und Verbruchprozesses sind neben Geräuschen aus dem Untergrund verkantete und quietschende Türen, nicht mehr vollständig ablaufende Badewannen, Leckagen in Zu- und Abwasserleitungen sowie Setzungsrisse an Gebäuden und Gartenmauern. Diese Beobachtungen können eine Aussage über das aktuelle Auslaugungs- oder Verbruchgeschehen liefern, jedoch nicht darüber, wann ein Erdfallereignis unmittelbar bevorsteht. Eine Übersicht der bautechnischen Sicherungsmaßnahmen und Frühwarn-einrichtungen in Erdfallgefährdungsgebieten an Hoch- und Tiefbauten geben ausführlich REUTER & REUTER (1962), REUTER et al. (1990) und BÜCHNER (1996 & 1998), sowie PÖTTLER (2004) für die Karst- und Erdfallproblematik beim Tunnelbau im Speziellen.

4 Verbruchprozess

In den vergangenen Jahrzehnten wurden verschiedene geomechanische Modelle zur Beschreibung des **Verbruchprozesses** über Hohlräumen aufgestellt. Der Verbruchprozess beschreibt den fortschreitenden vertikalen Hohlraumverbruch in einem Aufstiegsschlot durch die einzelnen Gesteinsschichten bis zur Erdoberfläche. In FENK & AST (2004) werden die Modelle zum Verbruchprozess und deren Autoren zusammenfassend gelistet. Für Tagesbrüche über Altbergbaugebieten sind dies das Hohlraum-Bruchmassen-Bilanz-Modell nach MEIER (1978) sowie das Komplex-Modell für söhlige und geneigte Schichtlagerung nach FENK (1981 & 2001). Bei unlöslichen Lockergesteinen, die zudem keiner Suffosion unterliegen, steht vor allem die Frage nach dem Durchbruch oder "Todlaufen" des vertikalen Verbruchs im Vordergrund. Für den Verbruch von Festgesteinen sind das Kräftegleichgewichts-Modell nach PENZEL (1980) und die Bruchgewölbe-Modelle nach LISZKOWSKI (1973 b) oder MOLEK (2003) zu nennen. Modellversuche zum Klären des Verhaltens von Lockersedimenten über Hohlräumen wurden unter anderem von FENK (1978), CHEN & BECK (1989) und ABDULLA & GOODINGS (1996) unternommen. Diese waren die Grundlage für die theoretische Betrachtung der Verbruchs- oder Setzungsmodelle im Lockergestein. Beschreibende Abhandlungen für den Verbruchprozess im bedeckten Sulfatkarst liegen unter anderem von KLIMCHOUK & ANDREJCHUK (1996 b) und ANDREJCHUK & KLIMCHOUK (2002) vor.

Die genannten Modelle zum Verbruchprozess basieren auf verschiedenen Ansätzen, wobei geometrische Betrachtungen des Verbruchprozesses und der gebirgsmechanische Eigenschaften im Vordergrund stehen. In neuerer Zeit wurde die Gebirgsstabilität über Hohlräumen mit Hilfe von Finite-Elemente-Programmen erfasst. Zu nennen sind Arbeiten von SCARBOROUGH et al. (1989), MEIER (2003), THARP (2003) und AUGARDE, LYAMIN & SLOAN (2003). Darüber wurden im weiteren Sinne vergleichbare geotechnische Fragestellungen, wie zum Beispiel die Standfestigkeit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb (RUSE 2004; VERMEER, MÖLLER & RUSE 2004), mit Finite-Elemente-Computerprogrammen bearbeitet.

Nach MOLEK (2003), REUTER et al. (1990) und anderen wird der Verbruchprozess und damit die Standsicherheit der Hohlräume maßgeblich von folgenden Parametern gesteuert:

- Hohlraumgeometrie und Tiefenlage
- Geomechanische und struktureologische Gebirgseigenschaften (Fels) und bodenmechanische Eigenschaften (Lockergestein)
- Mächtigkeit und Verbandseigenschaften des Deckgebirges über dem Hohlraumdach
- Spannungszustände im Gebirge
- Wasserverhältnisse und Verwitterungseinfluss (Auslaugung und Suffosion)
- Statische und dynamische Einwirkungen (Nutzungsverhältnisse an der Geländeoberfläche)
- Standdauer der Streckenausbauten (Tagesbruchstatistik über Altbergbauen)

4.1 Verbruch der Hohlraumdecke

Für die Verbruchmechanismen am Hohlraum wird in jüngerer Zeit von manchen Autoren zusammenfassend der Begriff Inkasion (FILIPPONI 2003) verwendet. Dieser beinhaltet das Nachbrechen der Hohlraumdecke und –wände durch unterschiedliche Bruchmechanismen in Höhlen und Altbergbauen. Tabelle 4.1 enthält die Übersicht der drei grundlegenden Versagensmechanismen des Gebirges, die alleine oder kombiniert auftreten können.

Tabelle 4.1: Versagensmechanismen (FILIPPONI 2003).

Spannungsversagen	Das Gebirge wird durch zu große Spannungen überlastet.
Kluftkörperversagen	Durch die Anordnung der Trennflächen im Gebirge und der Hohlraumlaibung gleiten und fallen Gesteinspakete in den Hohlraum.
Balken-Versagen	Einzelne Gesteinspakete lösen sich durch das Eigengewicht vom Gebirgsverband und brechen in den Hohlraum.

Die Inkasion erfährt erst in Kombination mit weiteren hohlraumschaffenden Kräften wie Erosion und Korrosion ihre hohlraumerweiternde Wirkung. Das Gestein verbricht von der Decke und bildet eine Schutthalde. Bei aktiven Höhlen wird der feinkörnige Verbruchsschutt meist vom Höhlenbach abtransportiert. In der Karsthöhle verbleibender blockiger Verbruchsschutt kann gelöst oder erodiert werden (BÖGLI 1978). Bei fossilen Höhlen oder stagnierenden Grundwasserverhältnissen kann die Inkasion so lange weitergehen, bis die ursprüngliche Höhle vollständig mit Verbruchsschutt verfüllt oder ein neuer Stabilitätszustand erreicht ist.

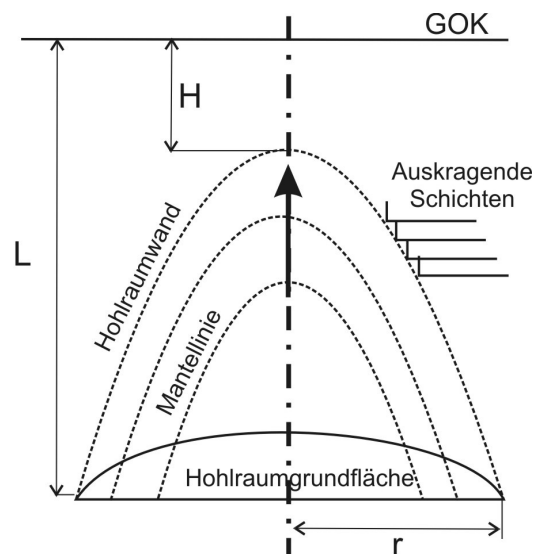


Abbildung 4.1: Hohlraum und aufsteigender kuppelförmiger Verbruch.

KAMMERER (1962) gibt, ausgehend vom Volumen des Erdfalltrichters, Formeln zur Berechnung der statistischen Erdfallhäufigkeit und des primären Hohlraumvolumens an. Eine geomechanische Betrachtung beinhaltet Ansätze zur Entwicklung des aufsteigenden Verbruchs bis zur Geländeoberfläche (Balken-Versagen). Zunächst wird das Durchbrechen in einem Gestein mit sählig liegenden Schichten und nennenswerter Biegefestigkeit untersucht. Als Beispiel dient dünnplattiger Muschelkalk. Die Biegesteifigkeit und Biegefestigkeit werden überwiegend durch die einzelnen Schichten bestimmt. Die Übertragung der Spannungstrajektorien (Richtung der Hauptspannungen innerhalb eines von Kräften belasteten Festkörpers) von einer Schicht zur anderen ist von untergeordneter Bedeutung. Der Durchtrennungsgrad des Gesteins bleibt bei diesem Ansatz unberücksichtigt. Betrachtet wird ein kuppelförmiger Hohlraum

(Rotationsparaboloid), dessen idealisierter Axialschnitt und Geometrieelemente in Abbildung 4.1 wiedergegeben sind. Der Hohlraum entsteht und vergrößert sich durch Nachbrechen der auskragenden Schichten an der Hohlraumwand.

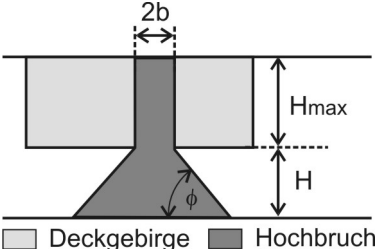
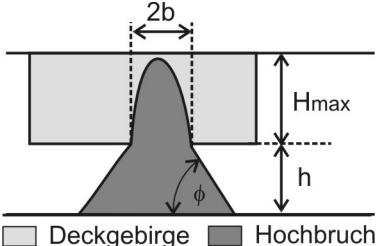
Für die Entwicklung des Erdfalls wird die Mantellinie des Erdfalls im "Durchfressen" von unten nach oben dargestellt. Es ist die notwendige Aufweitung der Laibung zu erkennen, um das Nachbrechen des kuppelförmigen Hohlraumdaches herbeizuführen (Abbildung 4.1). Innerhalb des Rotationsparaboloids liegt das nachgebrochene Gestein. Wird das Volumen des Rotationsparaboloids beim vertikalen Verbruch mit fortschreitendem Aufstieg der Hohlraumfirste verfolgt, zeichnet sich ein stark zunehmender Volumenbedarf ab.

KAMMERER (1962) schließt daraus, dass ein schlagartiger Durchbruch aus größerer Tiefe bis zur Erdoberfläche gar nicht möglich ist, vor allem da der Bruchraum des Paraboloids mit gelockertem Schutt immer wieder nachgefüllt wird. Neue Nachbrüche sind nur möglich, wenn der Trümmerschutt infolge fortschreitender Lösung im Sohlbereich nachsackt, abtransportiert wird oder infolge Konsolidierens weiteren Raum schafft. In einem weiteren Ansatz, auf den in Kapitel 4.3 eingegangen wird, betrachtet KAMMERER den Verbruch eines zylinderförmigen "Gebirgspfropfens" über dem Hohlraum.

4.2 Hohlraum-Bruchmassen-Bilanz-Modell

Das Hohlraum-Bruchmassen-Bilanz-Modell (HBB-Modell) unter anderem nach MEIER (1978), wurde zur Abschätzung der Tagesbruchgefährdung über Altbergbaugebieten entwickelt. Das Modell kann nach MEIER (2001; Seite 2) „unter Berücksichtigung entsprechender Randbedingungen ... auch bei der Auswertung von Erdfällen in Karstgebieten herangezogen werden“. Das Hohlraum-Bruchmassen-Bilanz-Modell beruht auf der Erkenntnis, dass durch die Volumenzunahme des verbrochenen Gesteins (Auflockerungsfaktor s) das Verbruchvolumen sich durch Selbstverfüllung "totlaufen" kann. Dies ist abhängig von der Deckgebirgsmächtigkeit, der Hohlraumgeometrie, der Verbruchform und den mechanischen Gebirgseigenschaften sowie der Grundwassersituation.

Tabelle 4.2: Berechnungsvarianten bei seitlich unbegrenzten Hohlräumen nach MEIER (2001.)

Abbildung des Verbruchs	Gleichung	Beschreibung
<p>A)</p>  <p>Deckgebirge Hochbruch</p>	$H_{\max} = \frac{h}{s-1} \left(1 + \frac{h}{b \cdot \tan \phi} + \frac{h^2}{3b^2 \cdot \tan^2 \phi} \right) \quad (4.1)$ <p>(Verbruchform – Zylinder)</p>	<p>Schlotförmiger Hochbruch mit senkrechten Bruchflächen über Flächenabbauen ohne seitliche Begrenzung für den Bruchmassenkegel.</p>
<p>B)</p>  <p>Deckgebirge Hochbruch</p>	$H_{\max} = \frac{1,5h}{s-1} \left(1 + \frac{h}{b \cdot \tan \phi} + \frac{h^2}{3b^2 \cdot \tan^2 \phi} \right) \quad (4.2)$ <p>(Verbruchform – Rotationsellipsoid)</p>	<p>Gewölbeartiger Hochbruch über Flächenabbauen, sonst wie oben.</p>

In das Formelwerk gehen die Kenngrößen der Höhe h des bergmännischen Hohlraums, die Länge der verbruchgefährdeten Strecke l ($l = 2b$), der Auflockerungsfaktor s und der Schüttungswinkel ϕ ein. Der Auflockerungsfaktor gibt die Volumenzunahme des Gesteins durch den Verbruch an. Der Schüttungswinkel ist gleich dem Böschungswinkel des Gesteinsschutts. In Tabelle 4.2 sind die Formeln zur Berechnung der Grenzgebirgsmächtigkeit H_{\max} für seitlich unbegrenzte Bergbaue gegeben. Ein Tagesbruch kann theoretisch bei größeren Tiefen als der Grenzgebirgsmächtigkeit ausgeschlossen werden. An der Geländeoberfläche ist allenfalls noch eine Senkung möglich (MEIER 2001).

Die Hohlraumhöhe und die Deckgebirgsmächtigkeit als alleinige Kriterien sind dabei für die Beurteilung der Einwirkungen auf die Geländeoberfläche nicht ausreichend, sondern es nehmen auch weitere Parameter wie Auflockerungsfaktor und Schüttungswinkel maßgeblich Einfluss.

4.3 Kräftegleichgewichts-Modell

Das Kräftegleichgewichts-Modell nach PENZEL (1980) ist ein geomechanisches Modell, das eine Aussage über die notwendige Mindestüberdeckung, bei der ein Erdfall auszuschließen ist, ergibt. KAMMERER (1962) stellt Gleichgewichtsbetrachtungen (Abbildung 4.2) zwischen dem Gewicht des "Gebirgspfropfens" über dem Hohlraum und der Kohäsion, einschließlich der Reibung entlang der zylinderförmigen Mantelfläche des "Flaschenhalses" auf. Aus den Gleichgewichtsbedingungen ergibt sich Gleichung 4.3 zur Bestimmung des maximalen Hohlraumradius r_{\max} , mit dem der Gebirgspfropfen verbricht.

$$r_{\max} = \frac{2x}{\gamma} \quad (4.3)$$

Die Variable x beinhaltet die Kohäsion und die Reibung entlang der Mantelfläche.

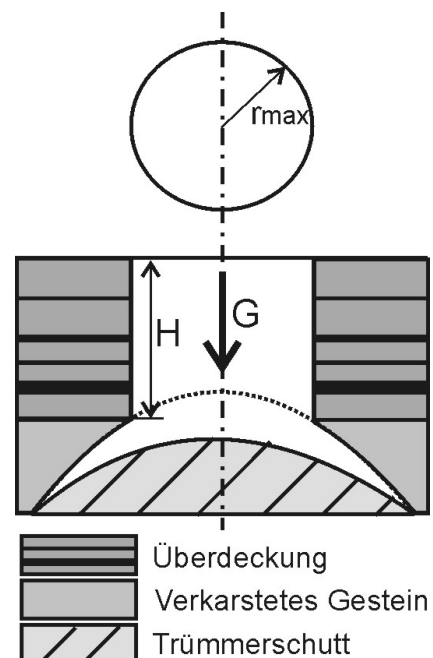


Abbildung 4.2: Gebirgspfropfen mit maximalem Radius.

Die Interpretation der Gleichung 4.3 ergibt, dass der Pfropfen einen umso größeren Durchmesser erreicht, je "zäher" er im Flaschenhals sitzt. Bei einer hohen Kohäsion und Reibung wird eine größere Kraft für einen Durchschlag benötigt. Die Überdeckung H ist (theoretisch) aus der Formel verschwunden. Diese Unabhängigkeit kennzeichnet den schlagartigen Durchbruch.

PENZEL (1980) bestimmt eine Deckgebirgsmächtigkeit H^* , bei welcher der Hohlraumradius r gerade noch keinen zylinderförmigen Erdfall auslöst aus:

$$H^* = \frac{r - \frac{2c'}{\gamma}}{k_0 \cdot \tan \varphi'} \quad (4.4)$$

Die Gleichung 4.4 liefert für die Deckgebirgsmächtigkeit H^* einen linearen Zusammenhang mit dem Hohlraumradius r . Im Kräftegleichgewichts-Modell wird die Auflockerung beim Verbruch des Gebirges nicht berücksichtigt. Das Modell ergibt in Abhängigkeit vom Radius eine Aussage darüber, ab welcher Tiefe der Verbruch immer bis zur Geländeoberfläche reicht, vorausgesetzt der Hohlraum kann das Verbruchvolumen aufnehmen.

4.4 Komplex-Modell

Das Modell leitet sich aus Modellexperimenten, geomechanischen Betrachtungen und mathematisch-statistischen Untersuchungen von Tagesbrüchen im aktiven und stillgelegten Braunkohlenbergbau ab. Es verbindet das Hohlraum-Bruchmassen-Bilanz-Modell und das Kräftegleichgewichts-Modell (FENK & AST 2004). Das Komplex-Modell (FENK 1981) erlaubt anhand einer analytischen Lösung unter einer gegebenen altbergbaulichen und geologisch-hydrogeologischen Situation eine Tagesbruchprognose. Ermittelt werden die Wahrscheinlichkeit des Eintretens und die zu erwartenden Abmessungen eines Tagesbruches.

Der Verbruchprozess wird, ausgehend vom bergmännischen Hohlraum bis zur Geländeoberfläche, schematisch dargestellt. Das Lockergebirge wird in Bruchbereiche eingeteilt, die eine typische Bruchkörperform aufweisen. Innerhalb der Bruchbereiche werden Zonen mit Bruch- oder Fließverhalten unterschieden. Die Zonen leiten sich aus der Mächtigkeit und den gebirgsmechanischen Eigenschaften (Zugbruch- und Scherbruchspannungen) der jeweiligen Lockersedimentschicht ab. Grundlegend ist, dass der aufsteigende Verbruchsschlot keine durchgängig zylindrische Form besitzt, sondern variierende Bruchkörpergeometrien (Kreiszyylinder, Kreiskegelstümpfe und Kugelausschnitte) aufweist (Abbildung 4.3).

Der Verbruchprozess wird durch die Spannweite von Verbruchhöhlräumen im Verhältnis zur kritischen Größe des vom Gestein überbrückbaren (maximalen) Hohlraumdurchmessers bestimmt. Im Verlauf des Verbruchprozesses von Schicht zu Schicht verringert sich, bedingt durch die jeweilige Bruchkörperform und die Auflockerung des Gesteins beim Bruch, das Hohlraumvolumen. Nach FENK (1978) sind der Hohlraumradius, die Tiefenlage des Hohlraums sowie die Mächtigkeit und die geomechanische Beschaffenheit der Lockersedimentdecken für den Verbruchprozess entscheidend.

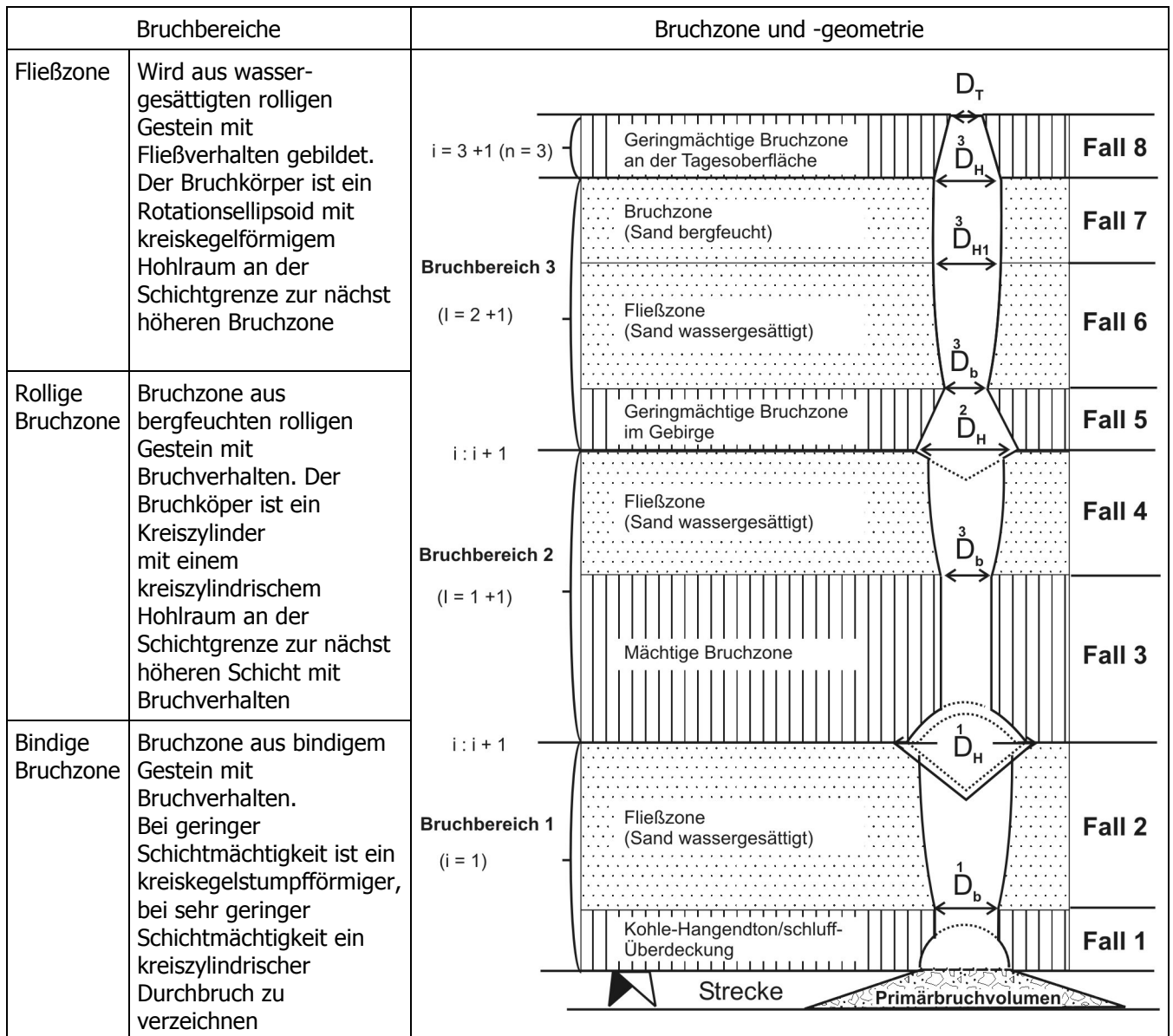


Abbildung 4.3: Bruchbereiche innerhalb der Lockersedimentdecke über Altbergbau (FENK 1981).

Der Durchbruch an der Geländeoberfläche liegt meist senkrecht über dem primären Hohlraum. Bei einer geneigten Schichtlagerung über dem Altbergbau kann die Position des Tagesbruches gegen das Schichteinfallen hin verschoben sein (FENK 2001).

Der kritische Hohlraumdurchmesser D_{GV} (FENK & AST 2004), bei dem der Hohlraum in der bindigen Bruchzone gerade nicht mehr überspannt werden kann, ergibt sich aus:

$$D_{GV} = d_{krit} = \frac{24c'}{\gamma_2(3 + \tan^2 \vartheta_2) \cos \vartheta_2} \quad \text{mit} \quad \vartheta_2 = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (4.5)$$

D_{GV} entspricht der kritischen Spanweite bei gewölbeförmigem Ausbruch unter Vollraumbedingungen. Die Formel beinhaltet die Wichte γ_2 der überlagernden Lockergesteine der bindigen Bruchzone, den Gleitflächenwinkel ϑ_2 (Neigungswinkel der kuppelförmigen Mantelfläche),

sowie die Kohäsion c' und den Reibungswinkel φ' der Fließzone. Abbildung 4.4 zeigt die Fließzone und die darüber lagernde bindige Bruchzone. In einem weiteren Formelwerk wird die Spannweite des kreiskegelförmigen Hohlraums D_H in der Fließzone an der Schichtgrenze zur hangenden Schicht mit Bruchverhalten im Aufstiegsschlot bestimmt. In dieser mathematischen Formulierung werden die Mächtigkeit der Fließzone und der Auflockerungsfaktor zum Beschreiben des abnehmenden Bruchhohlraumvolumens einbezogen. Der Hohlraumdurchmesser D_b (Index b steht für bindig) an der Basis der Fließzone ergibt sich aus:

$$D_b = 4 \frac{c'_b}{\gamma_b} \quad (4.6)$$

Das Ergebnis ist ein Vergleich der Radien des vertikalen Verbruchs im Aufstiegsschlot:

$D_H < D_{GV}$: Der Bruchprozess wird vorübergehend gestoppt; in der bindigen Bruchzone setzt er sich nur sehr langsam fort.

$D_H \geq D_{GV}$: Der Bruchprozess setzt sich ohne Stopp mit einem gewölbeförmigen Ausbruch aus der bindigen Bruchzone fort.

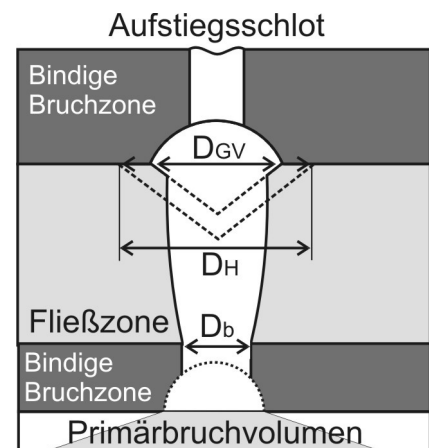


Abbildung 4.4: Vertikaler Verbruch mit Bruchzonen im Aufstiegsschlot nach FENK (1978).

4.5 Bruchgewölbe-Modell

Diese Art von Modellen, unter anderem nach LISZKOWSKI (1973 a & 1973 b), stellt in Arealen mit bedecktem Karst den Zusammenhang der Dimensionen des Erdfallschachts (Durchmesser, Tiefe) und der Scherfestigkeit bindiger Lockergesteine dar. Die Entstehung von Erdfällen wird dort durch drei Bedingungen begünstigt. Dies sind stark verwittrte Klüfte, eine Grenzfläche von Lockergestein zum löslichen Gestein und eine vertikale Filterströmung in der Lockergesteinsdecke. Bei diesen Bedingungen werden bei einem Gewölbe die Scherfestigkeit und speziell die Kohäsion herabgesetzt, wobei der Abtransport des nachbrechenden Materials gesichert ist.

LISZKOWSKI (1973 b) entwickelt aus vermessenen Erdfällen in einem polnischen Karstgebiet Gleichungen zur Berechnung der Tiefe des Erdfallschachts Z_0 :

$$Z_{0(\min)} = \frac{2c'}{\gamma} \quad (4.7)$$

$$\text{und } Z_{0(\max)} = \frac{4c'}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (4.8)$$

Als Mittelwert von Z_0 ergibt sich:

$$Z_{0(s)} = \frac{2,5c'}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (4.9)$$

Nach einer Theorie von PROTODJAKONOW (in MAIDL 1988) bildet sich über einem Hohlraum in nicht bindigem Material eine aktive Entspannungszone (siehe Kapitel 9.8). Diese Theorie wird von LISZKOWSKI (1973 b) auf bindige Lockergesteine übertragen. Die Grenzgebirgsmächtigkeit H_{\max} lässt sich aus der Höhe des Entlastungsgewölbes h_g und der in Gleichung 4.8 errechenbaren Tiefe des Erdfalls bestimmen (Abbildung 4.5). Der Durchmesser des Gewölbes d_g entspricht dem Hohlraumdurchmesser, wenn die Hohlraumhöhe gleich Null gesetzt wird.

$$H_{\max} = h_g + Z_0 \quad (4.10)$$

$$H_{\max} = \frac{d_g}{\tan \varphi'} + \frac{2c'}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (4.11)$$

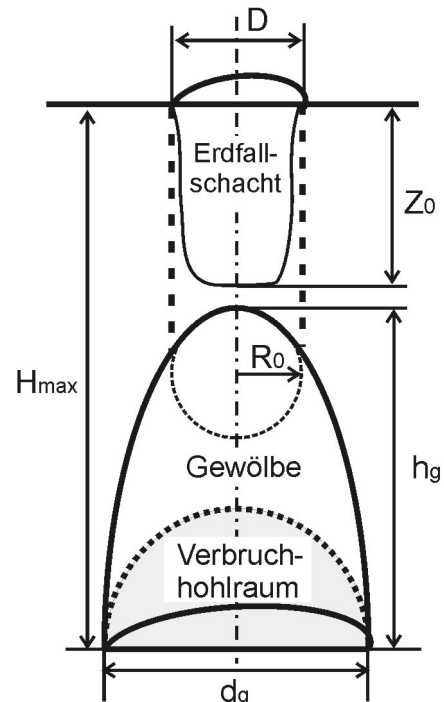


Abbildung 4.5: Grenzgebirgsmächtigkeit H_{\max} .

Die erhaltenen Werte für die Grenzgebirgsmächtigkeit H_{\max} werden in dem Sinne interpretiert, dass für die Tiefe $Z > H_{\max}$ zwar das Auftreten von Erdfällen nicht vollkommen ausgeschlossen werden kann, jedoch die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Erdfällen mit steigenden Tiefen $Z > H_{\max}$ schnell abnimmt.

Nach LISZKOWSKI (1973 a; Seite E2) wurde „ein plötzliches Durchbrechen ... nur dann beobachtet, wenn die Mächtigkeit [des überlagernden Lockergesteines] nicht mehr als 5 bis 10 m betrug oder der Erdfall das Ergebnis eines hydraulischen Grundbruches war“. Dieser Fall tritt bei bedecktem Karst mit gespanntem Grundwasser auf. Die Verformung des Hangenden beginnt mit einer kriechartigen Durchbiegung, die in der Endphase in einen beschleunigten Scher- oder Trennbruch übergeht. Die Durchmesser D des siloartigen Erdfallschachts der untersuchten Erdfälle zeigen nach LISZKOWSKI (1973 b) eine enge Beziehung zum Krümmungsradius des Gewölbes R_0 (Abbildung 4.4) des unmittelbar unter dem Erdfall liegenden Verbrauchshohlraums (siehe Kapitel 3.3). Der Krümmungsradius ist speziell von der Kohäsion c' (Haftfestigkeit) und dem Reibungswinkel φ' (Haftreibung) abhängig. Demnach steht der Erdfalldurchmesser in einer engen Beziehung zu beiden Scherparametern. Die Tiefe Z_0 des Erdfallschachts hängt von der Scherfestigkeit τ_f der Lockergesteine ab. Sie ist umso größer, je höher die Haftreibung ist.

5 Geländeformen im Sulfatkarst

5.1 Erdfall und Doline

Landläufig wird eine konkave Geländehohlform in Karstgebieten als **Doline** (slowenisch *dolina* = Tal) bezeichnet. Diese Bezeichnung wurde Ende des 19. Jahrhunderts für Geländedepressionen im Dinarischen Karbonatkarst (Slowenien) eingeführt. Der Begriff **Erdfall** (*sinkhole, sink*) wird vorzugsweise in den Ingenieurwissenschaften für Dolinen und international für Bachschwinden oder Schlucklöcher (*Ponor, stream-sink*) verwendet.

Der Begriff Doline sollte nach MOLEK (1984) nur für trichter- bis muldenförmige Geländehohlformen, die durch Lösung der verkarstungsfähigen Gesteine von oben her entlang vorgezeichneten Gesteinsfugen entstanden sind, verwendet werden. In der Literatur ist oft von **Lösungsdoline** (*solution sinkhole/doline*) und **Einsturzdoline** (*collapse sinkhole/doline*) die Rede, wobei es sich bei Lösungsdolinen gemäß der Definition um echte Dolinen handelt (vgl. Abbildung 5.1). Die Einsturzdoline wird durch einen mechanischen Verbruchprozess im Gestein über einer Karsthöhle gebildet, wobei variierende Gesteine im Hangenden vielfältige Prozesse bedingen. Der eigentliche Geländebruch bildet sich durch nachbrechendes Gestein in kurzer Zeit aus.

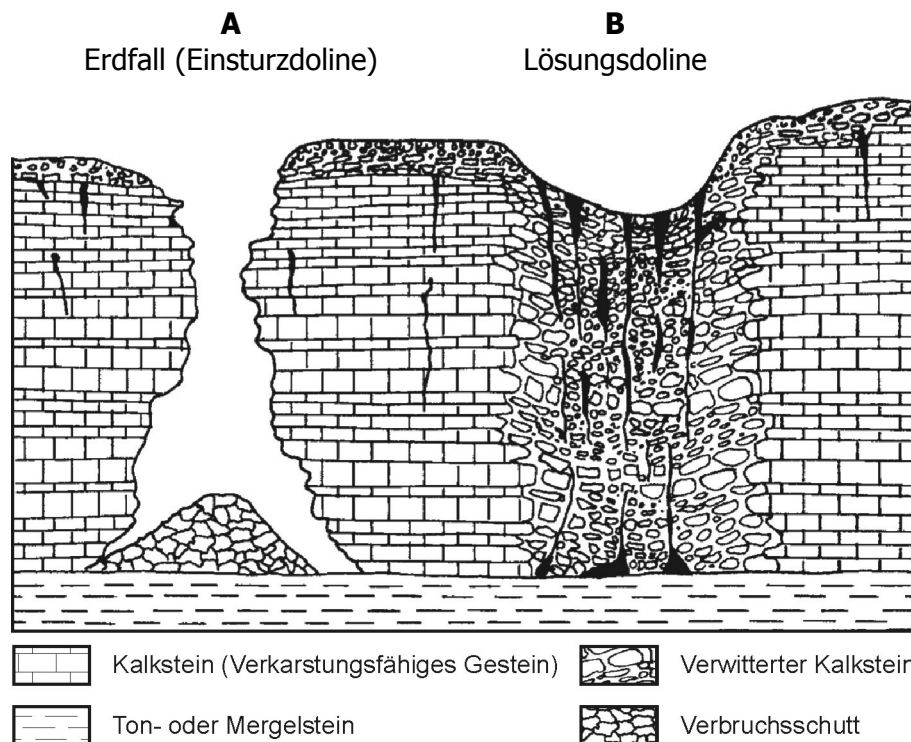


Abbildung 5.1: Querschnitte durch Einsturz- und Lösungsdoline im Karbonatkarst aus WAGENPLAST (2005).

In der deutschsprachigen Literatur wird als **Erdfall** und respektive Einsturzdoline eine Bruchbildung an der Tagesoberfläche aufgrund des Verbruchs eines natürlichen, unterirdischen Hohlraums beim Überschreiten der Gewölbestabilität bezeichnet (MOLEK, TOLMATSCHEV & CHOMENKO 1997). Dabei ist es egal, ob diese im nackten (*bedrock doline*) oder bedeckten Karst (*subadjacent Karst collapse doline*) auftritt (REUTER & MOLEK 1980). Je nach dem an der Geländeoberfläche

anstehenden Gestein lassen sich im bedeckten Karst Erdfälle in nichtverkarstungsfähigem Gestein (*caprock collapse doline*) und lockerem Sediment (*dropout doline*) unterscheiden (GUNN 2003). Der initiale Hohlraum befindet sich innerhalb des verkarsteten Gesteins und verbricht nach und nach zur Geländeoberfläche. Im Gegensatz dazu stehen die in Kapitel 5.2 aufgeführten Geländeformen der verknüpften Prozesse. Bei diesen entsteht der initiale Hohlraum in Lockersedimenten, die verkarstetes Gestein überlagern.

Der Erdfall selbst ist eine schlot- (kegelstumpfförmige), trichter- bis zylinderförmige oberirdische Hohlform (REIFF 1973). Aus dem Erdfall entwickelt sich durch Verwitterungs- und Erosionseinflüsse an den Wänden eine schüsselförmige Hohlform, die letztlich vollständig mit Sediment plombiert sein kann. Erdfälle in nicht bindigen Lockergesteinen zeigen häufig zunächst steil stehende oder überhängende Wände, die rasch in eine Trichterform übergehen, da sich die Ränder auf den natürlichen Böschungswinkel des anstehenden Gesteins einstellen. Auf topographischen Karten werden die Hohlformen an der Geländeoberfläche nicht nach ihrem genetischen Ursprung unterschieden, sondern der Geländehohlform nach als Dolinen charakterisiert und mit einer entsprechenden Signatur verzeichnet. Von verfüllten Dolinen (*buried dolines*) wird gesprochen, wenn bei Dolinen im nackten Karst, ganz gleich welcher Bildung, die Geländehohlform komplett mit Sediment plombiert ist. Im Untergrund können diese Dolinen nur durch geophysikalische Erkundungen oder Bohrungen erkannt werden. Darüber hinaus kann es zu Nachbrüchen innerhalb des Erdfalls kommen, wobei Wochen bis hin zu Jahrzehnten zwischen diesen liegen können (BÜCHNER 1996). Kommt die Verkarstung nicht zur Ruhe oder wird sie aufgrund hydrologischer Gegebenheiten wieder belebt, sackt weiterhin Material in die Karsthohlräume und bewirkt eine Senkung der Geländeoberfläche.

Der Begriff Erdfall ist mehrdeutig (PENZEL 1980), da sowohl die Erscheinung als auch der genetische Prozess die gleiche Bezeichnung erhalten. Der Erdfallbegriff charakterisiert zum einen den Durchbruch an der Erdoberfläche, bei dem ein Gebirgskörper entlang einer meist zylindrischen Bruchfläche in die Tiefe absinkt und kennzeichnet weiterhin die infolge des Durchbruchs an der Erdoberfläche entstehende Hohlform. Der Begriff Erdfall wird in dieser Studie für das Ereignis des Geländeüberbruchs, ausgehend von natürlichen Hohlräumen, verwendet. Die unmittelbar aus dem Überbruch resultierende Geländehohlform wird nach ihrer im Arbeitsgebiet vorherrschenden Form als Erdfallschacht bezeichnet (vgl. Abbildung 5.1 und 5.3).

In REUTER et al. (1990) wird eine Beschreibung von neun **Senkungs-** und **Bruchformen** (Erdfall-Typen) im Sulfatkarst bei irregulärer Auslaugung (Abbildung 5.2), basierend auf der Tiefenlage des verkarsteten Gesteins und der Mächtigkeit beziehungsweise Art der Überdeckung, gegeben.

Im betrachteten Erdfallgebiet in Stuttgart-Bad Cannstatt wird das Gipsgestein von der weiteren Gesteinsabfolge des Keupers und \pm bindigen Lockergesteinen überlagert, somit kommen die in Abbildung 5.2 aufgezeigten Erdfall-Typen 7 und 9 gemäß ihrer Entstehungsbedingungen in Frage. Ein für den Raum Stuttgart typischer Erdfallschacht ist mit den zugehörigen Geometrieelementen in Abbildung 5.3 dargestellt. Der Radius r_{e1} und die Tiefe t_e des Erdfallschachts beziehen sich auf die Ausgangsabmessungen der Geländehohlform kurz nach dem Überbruch. Durch die Anböschung der Erdfallwand wird der Ausgangsradius r_{e1} auf den Radius r_{e2} erweitert.

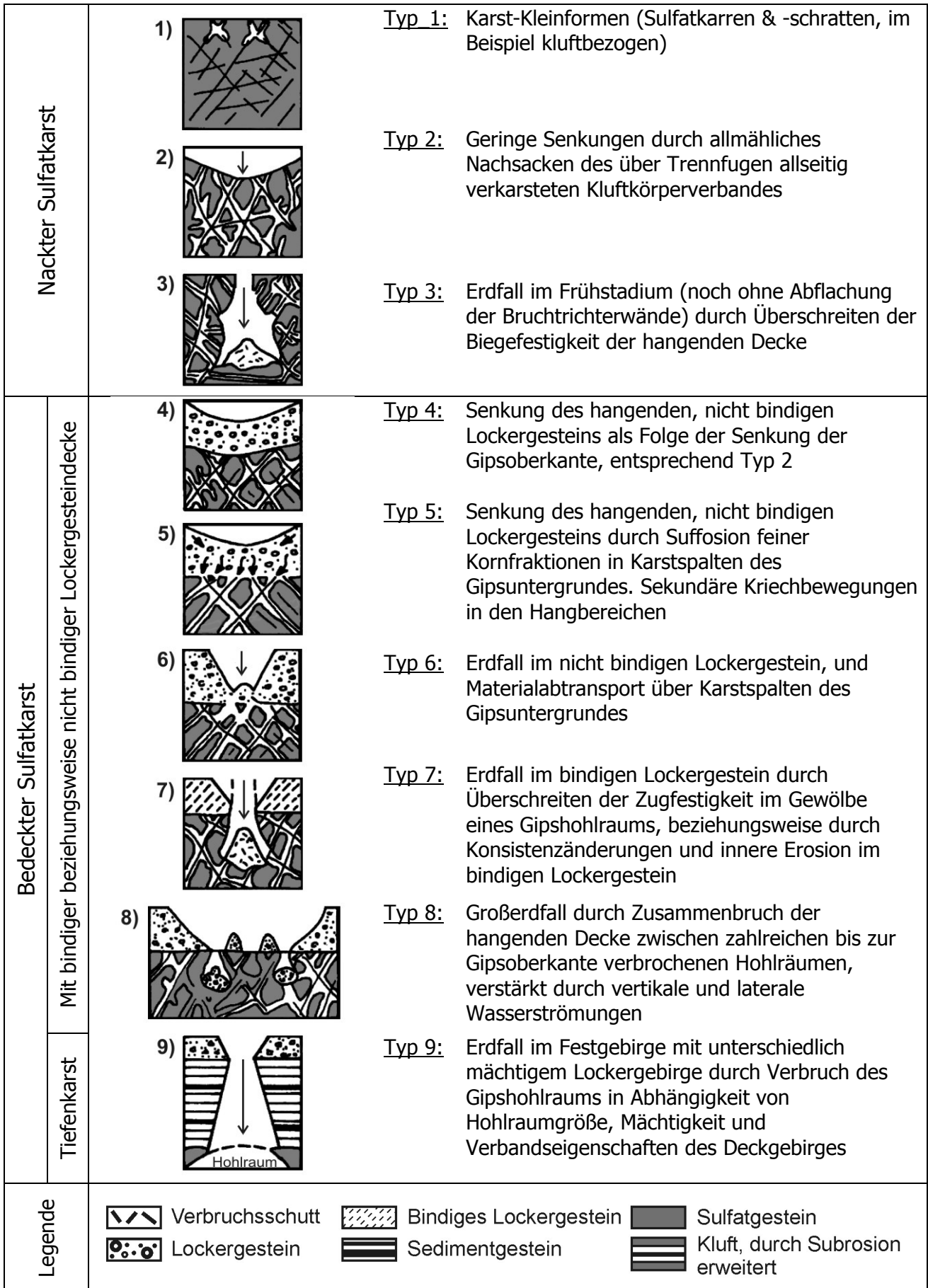


Abbildung 5.2: Senkungs- und Bruchformen im Sulfatkarst nach REUTER et al. (1990).

Ein wichtiges Maß für die Gefährdung von Bauwerken ist der **kritische Erdfalldurchmesser** d_{krit} . Nach BÜCHNER (1996) wird für das südliche Niedersachsen ein kritischer Erdfalldurchmesser von $d_{\text{krit}} = 5 \text{ m}$ angesetzt, der 90 % aller zu erwartenden Erdfälle abdeckt. Diese Größe richtet sich nach der Erdfalldimension, die ohne größeren bautechnischen Schaden und ohne größeren wirtschaftlichen Aufwand beherrscht werden kann. Ähnlich wird in lösungsgefährdeten Gebieten im Sulfatkarst des Gipskeupers in Baden-Württemberg verfahren (mündliche Mitteilung ROGOWSKI 2006). Die Gebäude- oder Bauwerkskonstruktion werden dahingehend ausgelegt, dass bestimmte statische oder betriebliche Sicherheiten garantiert sind (REUTER, MOLEK & SCHWERTER 1983). Von verschiedenen Autoren werden für den kritischen Erdfalldurchmesser Werte von 2 bis 3 m angenommen.

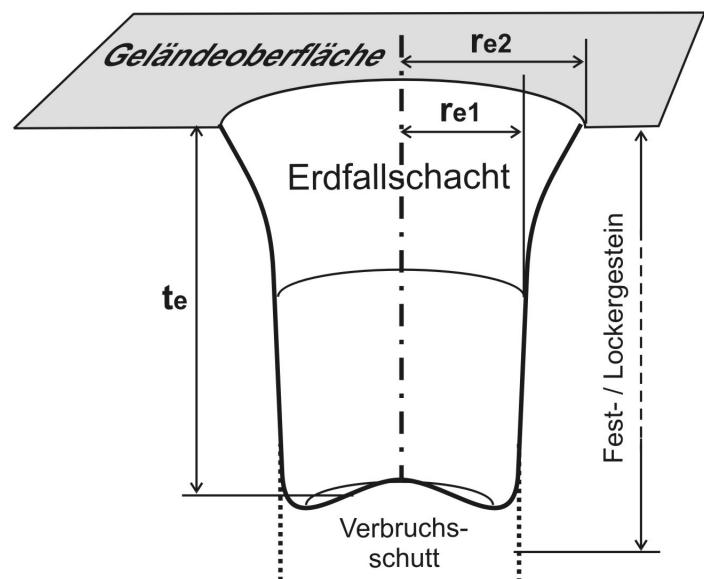


Abbildung 5.3: Geometrielemente an einem "frischen" Erdfallschacht.

Nach MEIER (2003) wird bei einem Verbruch über anthropogen geschaffenen Hohlräumen wie Stollen, Strecken und Schächten in Regionen des Altbergbaus von **Tagesbruch** (Pinge), beziehungsweise **Schachtverbruch** gesprochen (Abbildung 5.4). Eine Überschneidung der Begriffe Erdfall und Tagesbruch kann es bei alten auflässigen und ersoffenen Stollen von Kali-/Steinsalzgruben geben, da die Auslaugung die bergmännisch geschaffenen Hohlräume aufweitet, die Firste instabil wird und verbricht.

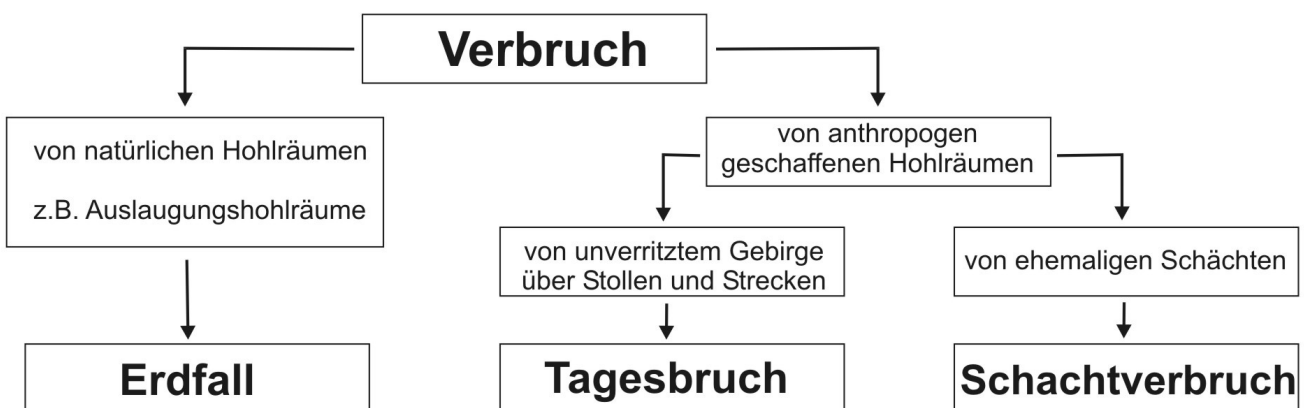


Abbildung 5.4: Definition der Bruchformen an der Geländeoberfläche nach MEIER (2001).

Die **Altersdatierung** von Erdfällen erfolgt über Fossilfunde innerhalb des Erdfallschachts wie Säugetierreste und Pollen, oder anhand des Alters und der Lagerung jüngerer Sedimente, die den Erdfall verfüllten oder überdecken. Eine absolute Altersdatierung kann über das Isotopenverhältnis bei der C14-Methode an organischen Resten (Holz) geschehen.

5.2 Verknüpfte Prozesse

Mit der Subrosion sind weitere hydrodynamische Prozesse von Sickerwasserströmungen innerhalb von Lockergesteinen über verkarstbaren Gesteinen verknüpft. Die einzelnen Prozesse, bei denen Lockermaterial transportiert wird, setzen an Grenzflächen (Sulfat- zu Lockergestein) bestimmte korn-, fugengeometrische und hydraulische Kriterien voraus (MOLEK, TOLMATSCHEV & CHOMENKO 1997).

5.2.1 Nachsacken von Lockersediment

Liegt eine geringmächtige, nicht bindige Lockersedimentdecke über ausgelaugtem Gestein, begünstigt diese aufgrund der andauernden Durchfeuchtung die Verkarstung. Die Klüfte erweitern sich zu sackartigen Formen, sogenannten Schloten ("Geologische Orgeln"), in die das Lockermaterial nachsackt beziehungsweise eingespült (Abbildung 5.2, Typ 6) wird und eine Geländesenke bildet. Ebenso kann ein erdfallähnlicher steilwandiger Trichter (Nachsackdoline) entstehen (BÜCHNER 1998).

5.2.2 Suffosion, innere Erosion und Kontakterosion

Als **Suffosion** kennzeichnet man den Abtransport (Ausschlämmen) feiner Kornfraktionen (Tonminerale) aus dem hangenden Lockergebirge ohne Zusammenbruch des Korngerüstes und das Einspülen in die darunter liegenden Hohlräume des subrodierten Gipsgesteins. Da das Bindemittel aus dem Lockergesteinsverband entfernt wird, verringert sich dessen Scherfestigkeit. Suffosion liegt auch dann vor, wenn beispielsweise wasserlösliches Verbruchmaterial eines Lösungshohlraums suspendiert und ausgeschlämmt wird. Demgegenüber steht die **innere Erosion**, bei der es durch Erhöhung des hydraulischen Gradienten (Grundwassergefälle) zum Korntransport mit einem Zusammenbruch des Korngerüstes kommt (MOLEK, TOLMATSCHEV & CHOMENKO 1997). Die hydraulische **Kontakterosion** beschreibt die Hohlraumbildung (Auskolkung) an Grenzflächen durch Überschreiten des kritischen hydraulischen Gradienten. Wird die Grenzschicht normal angeströmt, so wird die Erosion als Schichtendurchbruch bezeichnet. Erfolgt eine schichtenparallele Durchströmung, wird von rückschreitender Erosion entgegen der Sickerströmung (*piping*) gesprochen (BUSCH, LUCKNER & TIEMER 1993).

Der Prozess der **Karstsuffosions-Erdfallbildung** (MOLEK, TOLMATSCHEV & CHOMENKO 1997) beginnt immer mit Suffosionswirkung, die sehr schnell in innere Erosion oder Kontakterosion übergeht. Derartige Erdfälle werden deshalb generell als **Suffosionserdfall** bezeichnet und unterscheiden sich von Erdfällen, die auf klassische Weise durch den Zusammenbruch von Hohlräumen im Sulfat- und Karbonatgestein beim Überschreiten der Gewölbstabilität entstehen. Abbildung 5.5 zeigt stark schematisiert die Unterschiede der Erdfall- und Senkungsbildung. Der hohlraumschaffende Vorgang, der den Suffosionserdfall bewirkt, resultiert aus einem Massendefizit

der Lockergesteine über dem verkarsteten Gestein. Für diese Form der Erdfallbildung müssen die Deckgebirgsschichten eine hohe Porendurchlässigkeit aufweisen. Zudem ist ein Kontakt mit den liegenden verkarsteten Gesteinen in Form von nicht zugesetzten (kolmatierten) Hohlräumen oder Trennfugen-Systemen erforderlich. Dieser Kontakt ist wichtig und nicht so sehr die andauernde Erweiterung der Hohlräume und Fugen durch Auslaugung. Diese Erdfallbildung ist stark von den hydraulischen Randbedingungen in den Deckschichten und dementsprechend auch von menschlichen Eingriffen abhängig.

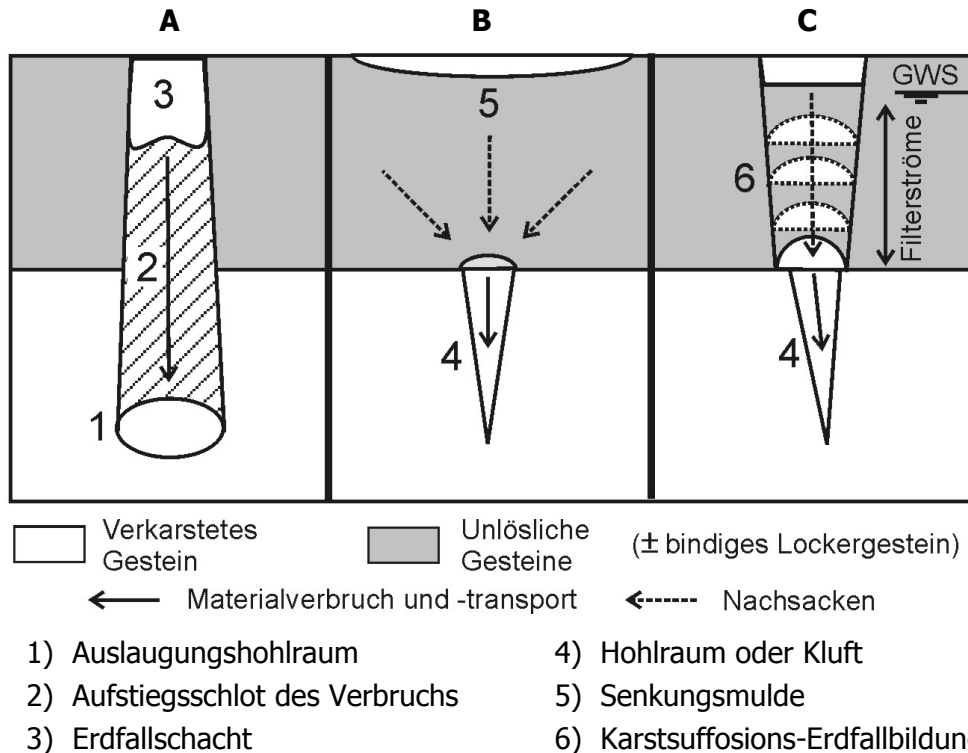


Abbildung 5.5: A) "Klassischer" Erdfall, durch den vertikalen Verbrauch eines Auslaugungshohlraums zur Geländeoberfläche, B) Suffosionssenke und C) Suffosionserdfall.

5.2.3 Geländesenken

Nach den Bildungsbedingungen lassen sich **Suffosionssenke** und **Subrosionssenke** unterscheiden. In beiden Fällen wird die Geländeoberfläche zumeist bruchlos deformiert. Eine ovale Umrissform wird Senkungstrog/Senkungswanne und eine annähernd runde Umrissform wird Senkungsmulde/Senkungskessel genannt. Bei einer Suffosionssenke (Abbildung 5.2, Typ 5) stellt sich keine hohlraumbildende innere Erosion und Kontakterosion ein. Die Lockersedimentdecke erfährt lediglich durch Suffosion einen Volumenverlust, der zur Einsenkung der Geländeoberfläche führt. Eine Subrosionssenke (Abbildung 5.2, Typ 2 & 4) ist eine großräumige Geländeabsenkung mit Durchmessern bis zu mehreren Kilometern. Der Kluftkörper im Gipsgestein wird von den Seitenflächen her kontinuierlich aufgelöst und dadurch erweitert. Dies führt im nackten und bedeckten Sulfatkarst zum allmählichen Nachsacken der Geländeoberfläche, wobei sich flache Geländedepressionen abzeichnen.

6 Erdfall- und Bauschadensgebiete in Stuttgart

Außer dem im nachfolgenden Kapitel eingehend besprochenen Erdfallgebiet im Südosten von Stuttgart-Bad Cannstatt liegen weitere Schadensgebiete (BRUNNER 1998) am Westhang des Parks der Villa Berg zwischen Karl-Olga-Krankenhaus und der Oberrnitzstraße (ROGOWSKI 1975), sowie am Bopser im Abstrombereich der früheren Bopserklinge. Am Bopser (Danneckerstraße) war zuletzt im März 1983 ein Erdfall eingebrochen (Abbildung 6.1). Aus Baugrundgutachten sind weitere Gebiete mit Auslaugungshohlräumen bekannt. Dies sind zum Beispiel das Areal des Verwaltungsbaus des Süddeutschen Rundfunks und des Katharinen-Hospitals (STRÖBEL 1973), sowie deren nähere Umgebung im Abstrombereich des früheren Koppentalbachs. Weiterhin wurden bei Bohrungen nördlich des Hauptbahnhofs und am Pariser Platz Dolinen und Subrosionssenken angetroffen (UFRECHT 2006).

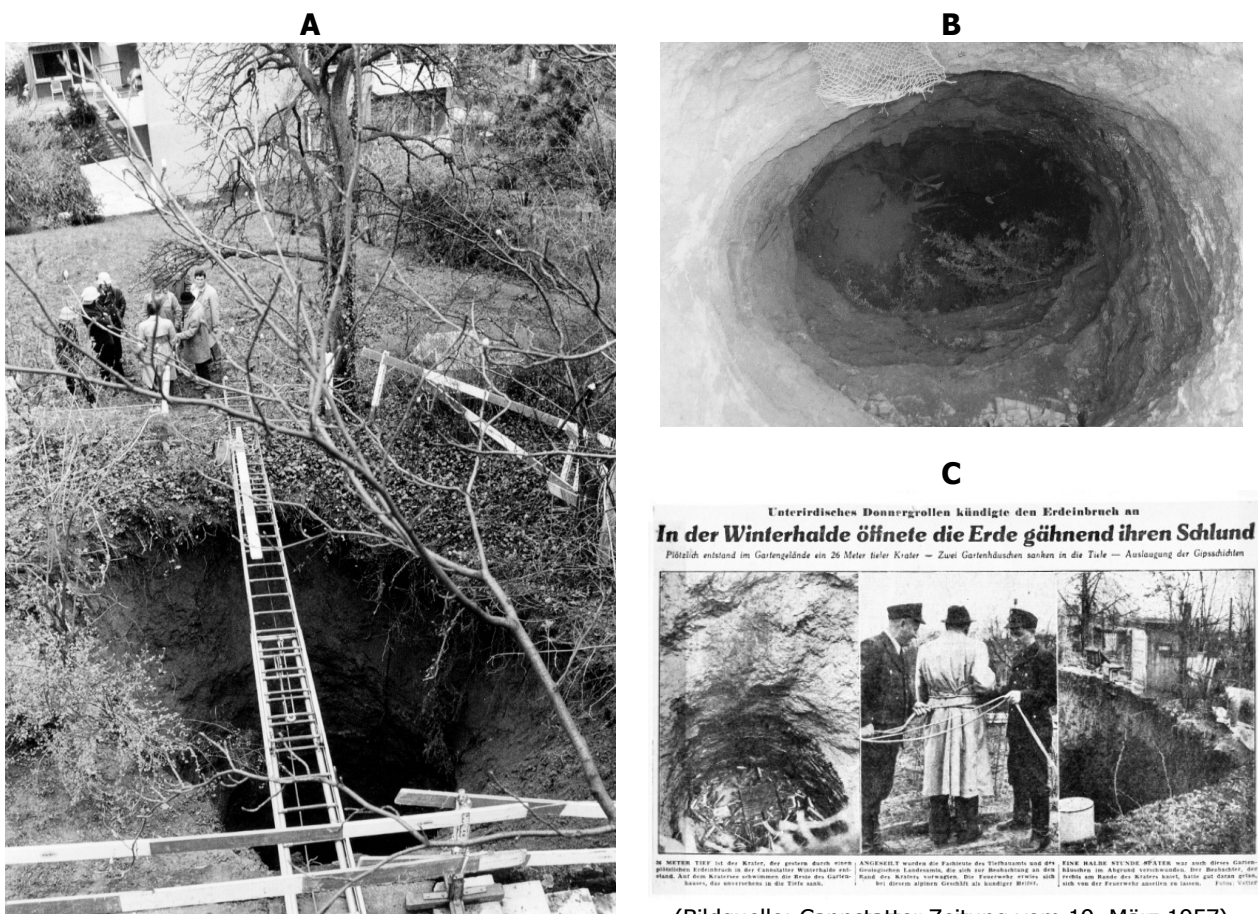


Abbildung 6.1: A) und B) Erdfallschacht am Bopser vom März 1983 mit einem maximalen Durchmesser von knapp 7 m, sowie C) Erdfall in Bad Cannstatt "Winterhalde" vom März 1957.

Als Gipsauslaugungsgebiete in der Umgebung Stuttgarts, in denen Bauschäden auftraten und Vorsorgemaßnahmen getroffen wurden, sind Herrenberg (STRÖBEL 1973), Korntal (REIFF 1973), Leonberg-Etlingen und Asperg (REIFF 1973) zu nennen. In den 80ziger Jahren wurden bei einem Bauvorhaben in Korntal-Münchingen (Gehenbühl) Hohlräume angetroffen und verpresst (ROGOWSKI 1989).



Abbildung 6.2: Erdfall Ihmlingstraße vom Mai 2000 (Durchmesser 6 m).

6.1 Erdfall in Stuttgart-Bad Cannstatt

In der Nacht vom 12. auf den 13. Mai 2000 ereignete sich ein Erdfall auf dem Gartengrundstück des Gebäudes Ihmlingstraße 10 (siehe Abbildung 6.2). Im Erdgeschoss dieses Gebäudes befindet sich ein Kindergarten, dessen Freigelände als Spielplatz genutzt wird. Da der Erdfall sich nachts ereignete, kamen keine Menschen zu Schaden. Der Anfangsdurchmesser betrug etwa 6 m und weitete sich durch Nachbrechen der Böschung des Erdfallschachts bis auf 8 m. Die Tiefe des Erdfallschachts betrug rund 15 m (ROGOWSKI 2002). Als Sofortmassnahmen (29. und 30. Mai 2000) wurde die Hohlform mit insgesamt 150 m³ Kies und nachfolgend mit Erd- beziehungsweise Recyclingmaterial verfüllt. Im Sommer 2000 wurde der Spielplatz mit einem oberflächennah verlegten Geotextilgitter gesichert, welches im Fall von Nachbrüchen ein "Fangnetz" für Personen bieten soll (SMOLTCZYK & PARTNER 2001).

Im Erdfallgebiet Stuttgart-Bad Cannstatt im Umfeld der Kienbachstraße, der Tarnowitzer Straße (Abbildung 6.3 Areal A) und der ehemaligen Kienbachtalmulde sind seit 1941 fünf größere und einige kleinere Erdfälle eingebrochen. Ein Erdfall ereignete sich im Jahre 1941 an der Ecke Tarnowitzer Straße und Winterhaldenstraße, sowie 1957 zwischen Ruhrstraße und der Remstalbahnstrecke (Abbildung 6.3 Areal B). In diesem Gebiet zeichnete sich, zumindest noch im Jahre 1961, eine ältere Doline im Geländere relief ab (STRÖBEL 1961). Im Schadensgebiet Tarnowitzer Straße war bereits der Abriss von Häusern innerhalb einer weit gespannten Senkungsmulde notwendig (STRÖBEL 1973). Durch Bodenabsenkung in diesem Erdfallgebiet entstanden an Wohngebäuden in der Winterhaldenstraße und Hultschiner Straße Risssschäden (BRUNNER 1980 b). In den 80ziger Jahren verbrach in der Tarnowitzer Straße ein kleiner Erdfall mit einem Durchmesser von etwa einem Meter.

Beim Neubau des Gottlieb-Daimler-Gymnasiums (Abbildung 6.3 Areal C) unweit der bekannten Erdfälle wurden in drei von fünf Bohrungen Hohlräume als Folge der Gipsauslaugung im unteren Teil des Grundgips angetroffen. Im Gegensatz dazu wurden auch fast gänzlich ausgelaugte Profile ohne Hohlräume angetroffen (STRÖBEL 1961). Eine Bohrung im Areal B (Abbildung 6.3) ergab Hohlräume von geringer Höhe an der Basis der Grundgipsschichten. Eine detaillierte Beschreibung der geologischen Untergrundsituation wird in Kapitel 7.4 gegeben. Bei einer Kernbohrung auf dem

Gelände des Landeskriminalamts (Abbildung 6.3 Areal D) wurden Hohlräume von geringer Höhe in den Grundgipsschichten erbohrt, wobei im Umfeld kleine Erdfälle bekannt sind (Abbildung 6.3).

Areale A bis D:

- A: Kienbachstraße/Tarnowitzer Straße
- B: Eisenbahn-Siedlungs-Gesellschaft und Gleisdreieck Winterhalde
- C: Gottlieb-Daimler-Gymnasium
- D: Landeskriminalamt/staatliche Münze

Erdfälle 1 bis 3:

- 1: Tarnowitzer Straße (1941)
- 2: Winterhalde (1957)
- 3: Ihmlingstraße (2000)

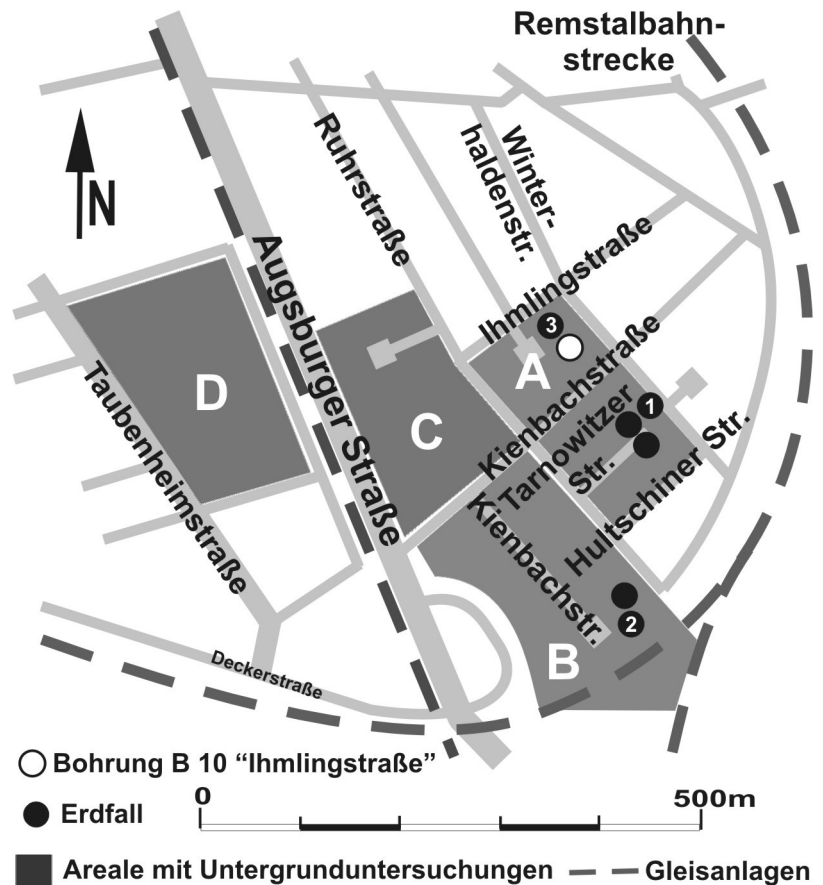


Abbildung 6.3: Lageplan der Areale und Erdfälle.

6.1.1 Untergrunderkundungen

Das Tiefbauamt der Landeshauptstadt Stuttgart nahm das jüngste Erdfallereignis auf dem Kindergartenspielplatz zum Anlass, Untergrunderkundungen in der Umgebung des Erdfalls durchzuführen zu lassen. Im einzelnen waren dies Kernbohrungen, Rammsondierungen, geoelektrische Widerstandssondierungen, Reflexions- und Refraktionsseismik und Mikrogravimetrie. Die Ergebnisse und Aussagekraft der Methoden werden in Kapitel 8 diskutiert.

6.1.2 Hohlraumvermessung

Bei der Bohrung B 10 "Ihmlingstraße" (Abbildung 6.3) in unmittelbarer Nähe zum Erdfall wurde in einer Tiefe zwischen 33 m und 38 m zufällig ein größerer Hohlraum erbohrt (Anhang I). Beim Fortgang der Bohrung bis zur Endteufe von 52 m wurden innerhalb der Grundgipsschichten weitere Hohlräume erbohrt. Eine visuelle Erkundung des Hohlräume mit einer Unterwasser-Fernsehuntersuchung erbrachte aufgrund der Trübung des Wassers durch Schwebestoffe und der unzureichenden Ausleuchtung des großen Hohlräume keine Bilder. Das Volumen und die Innenkontur des Hohlräume wurden daher durch eine Sonarvermessung (Kapitel 8.3) ermittelt.

Bei der Sonarvermessung wurden Hohlraumquerschnitte in Winkelschritten von 15°, ausgehend von einem Azimut von 0°, aufgenommen (Abbildung 6.4). Die Hohlraumquerschnitte weisen in der dreidimensionalen Darstellung eine deutliche Längserstreckung auf. Der maximale

Hohlraumdurchmesser d_{\max} beträgt knapp 28 m, der minimale Hohlraumdurchmesser d_{\min} beträgt 12 m. Weitere aus der Sonarvermessung bekannte Größen sind die Kubatur von rund 600 m³, die Hohlraumgrundfläche von insgesamt 230 m² und die größte Einzelfläche von 150 m² in einer Tiefe von 38 m (siehe Anhang II). Durch den Verbruch der Hohlraumdecke hat sich Schutt auf der Hohlraumsohle abgelagert. Anhand des Kernverlustes bei der Bohrung B 10 "Ihmlingstraße" (vgl. Anhang I) kann die Mächtigkeit der Schuttauflage auf dem liegenden Festgestein mit ca. 3,5 m angenommen werden.

Zur vorsorglichen Sicherung der Geländeoberfläche wurde der Hohlraum zunächst mit 674,5 Tonnen Kies verfüllt. Um den Kieskegel oberflächlich zu verfestigen und einen Kraftschluss zum Höhlendach herzustellen, wurden zusätzlich 51 m³ Beton eingebracht (SMOLTCZYK & PARTNER 2001).

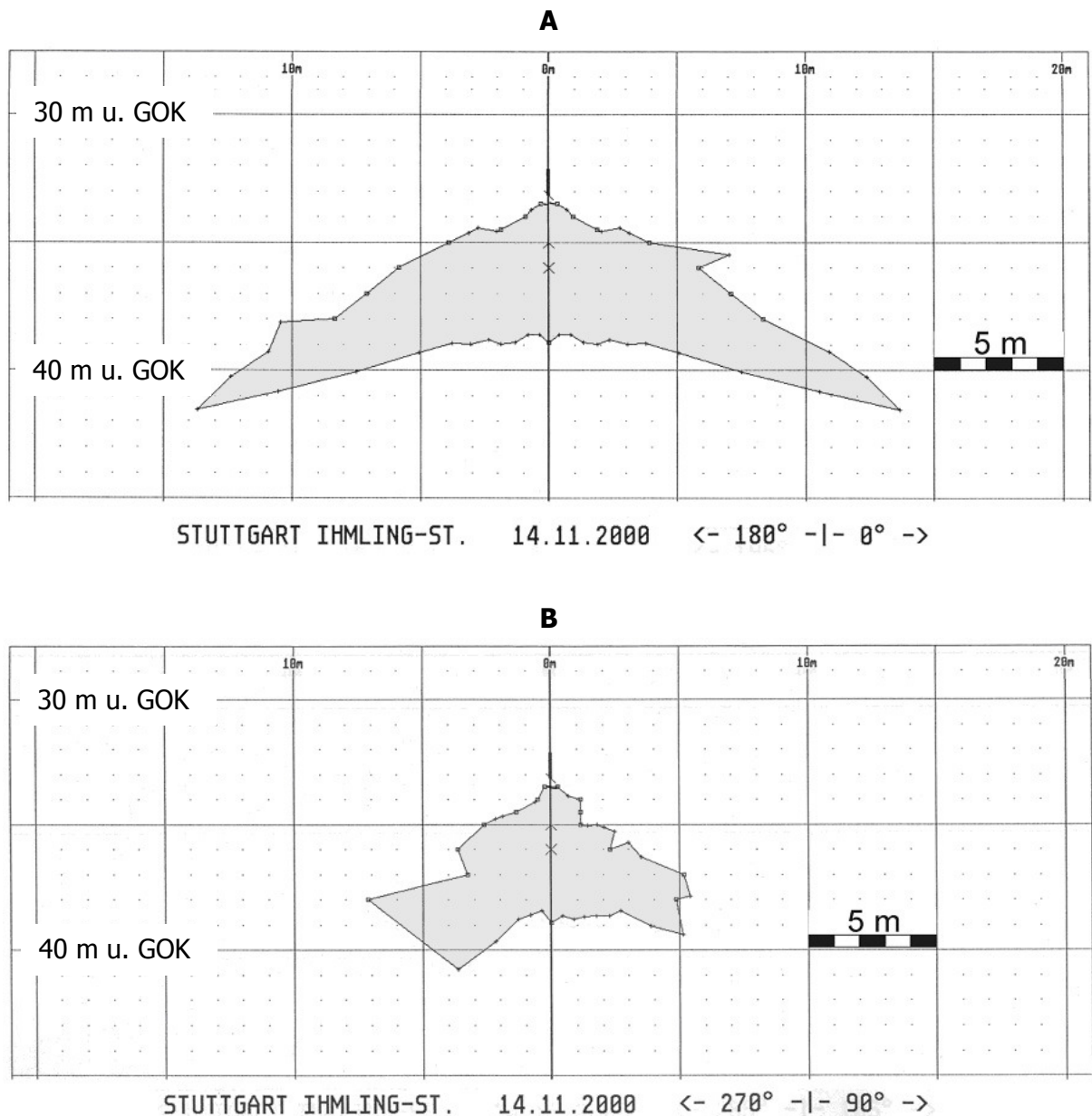


Abbildung 6.4: Vertikale Querschnitte des Auslaugungshohlraums "Ihmlingstraße" in A) Nord-Süd-Richtung und B) West-Ost-Richtung.

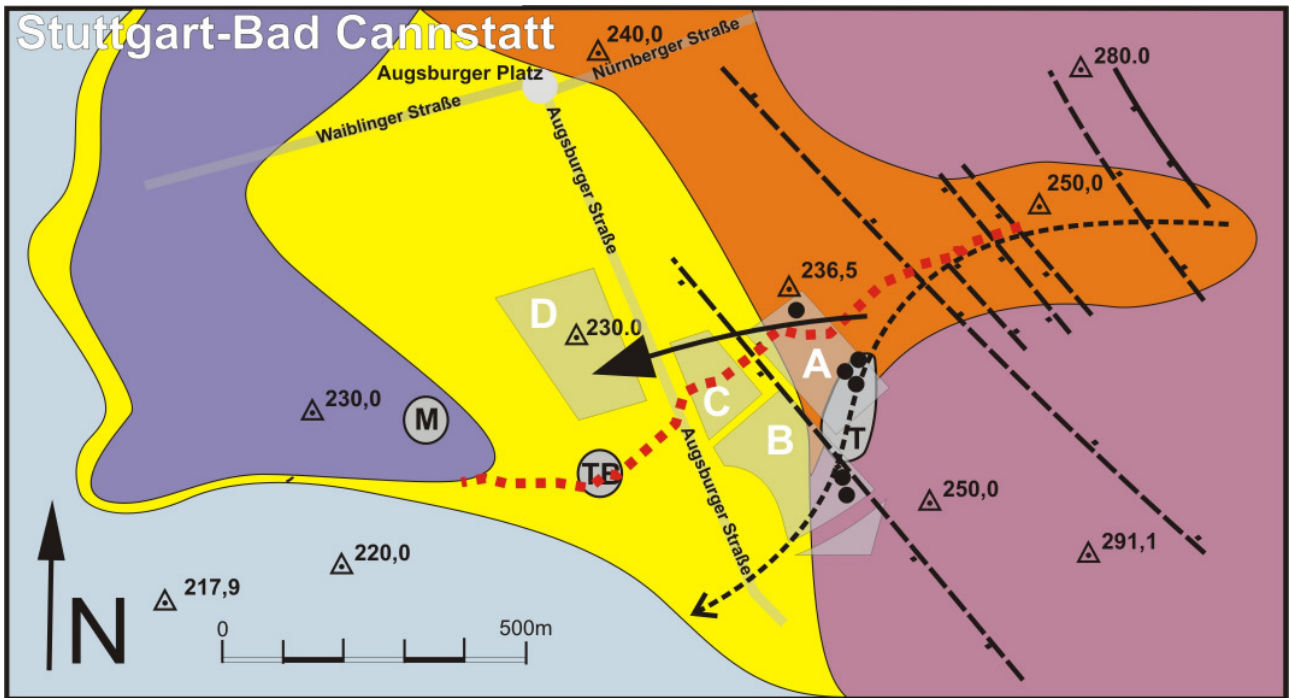
7 Geologie

Die folgende zusammenfassende Beschreibung der geologischen Schichtenfolge beschränkt sich im Wesentlichen auf das Arbeitsgebiet und umfasst somit nicht den gesamten Schichtenaufbau im Raum Stuttgart. Eine Übersicht der Geologie geben GEYER & GWINNER (1991) und die geologische Übersichtskarte von Baden-Württemberg 1:50 000, Stuttgart und Umgebung mit Erläuterungen (BRUNNER 1998).

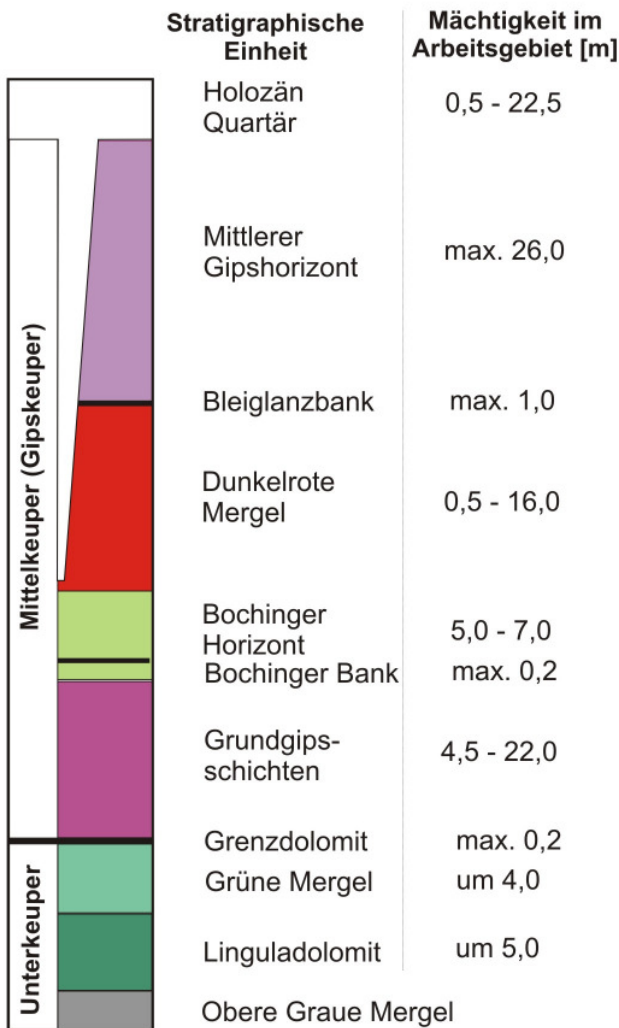
Eine detaillierte Beschreibungen der regionalen Geologie enthalten die Erläuterungen zu den geologischen Kartenblättern im Maßstab 1:25 000, für den Stuttgarter Nordwesten (GK 7120, BRUNNER 1992), den Stuttgarter Nordosten (GK 7121, FRANK 1950), den Stuttgarter Südwesten (GK 7221, STRÖBEL & WURM 1994) und den Stuttgarter Südosten (GK 7221, FRANK 1960). Weitere Informationen zur lokalen Untergrundbeschaffenheit sind den Profilaufnahmen in Gutachten, Baugrunderkarten und Publikationen, unter anderem von REIFF (1973), STRÖBEL (1973), CARLÉ (1975), BRUNNER (1980 a), BRUNNER & WURM (1983), UFRICHT (1994) und ROGOWSKI (2002 & 2006) zu entnehmen. UFRICHT (2006) definiert vier Entwicklungsstadien der Gipsauslaugung für den Sulfatkarst im Stuttgarter Stadtgebiet.

Für die lokale Beschreibung der geologischen Einheiten der Lettenkeuper-Formation (Erfurt-Formation), der Gipskeuper-Formation (Grabfeld-Formation) sowie des Quartärs werden zusätzliche Informationen aus Kernbohrungen (siehe Anhang III) im Arbeitsgebiet verwendet. Die Abbildung 7.1 zeigt eine vereinfachte geologische Karte des Erdfallgebietes im Südosten von Stuttgart-Bad Cannstatt.

Abschließend wird in Kapitel 7.4 auf die Lagerungsverhältnisse, die Hydrogeologie, das Auslaugungsgeschehen sowie die Lage und das Alter der Erdfälle eingegangen. Aus den 22 Profilaufnahmen der im Erdfallgebiet niedergebrachten Kernbohrungen werden Profilschnitte erstellt, die ein Bild der geologischen, tektonischen und hydrogeologischen Situation im Erdfallgebiet Stuttgart-Bad Cannstatt ergeben.



Standardisiertes Profil



Legende

- Neckar Talaue (Würm)
- Travertin über Neckarkies (Riss)
- Löss und Lehm über Neckarkies (Riss)
- Fließerde über Gipskeuper
- Mittelkeuper
- Erdfall
- Höhenangabe [m ü. NN]
- Störung (nachgewiesen/vermutet)
- Ehemaliger Kienbach
- Abstrom im Riß-Würm-Interglazial
- Grundwasserabfluss aus der Kienbach Talmulde heute
- T Gebäudeschäden durch Auslaugung
- M: Marienbader Str.
- T: Tarnowitzer Str.
- TB: Taubenheim Str.
- Flächen mit Untergrunderkundungen
- A: Kienbachstr. / Tarnowitzer Str.
- B: Landeskriminalamt/ staatl. Münze
- C: Winterhalde, Schrebergärten
Bahngelände Gleisdreieck,
Eisenbahn Siedlungs Gesellschaft
- D: Gottlieb-Daimler-Gymnasium

Abbildung 7.1 Vereinfachte geologische Karte des Südostens von Stuttgart-Bad Cannstatt nach FRANK (1960), ergänzt mit BRUNNER (1980 a & 1989) und STRÖBEL (1973).

7.1 Übersicht

Die Einheiten vom Grundgebirge bis zum Mittleren Muschelkalk sind im Stadtgebiet Bad Cannstatt nur in Bohrungen vollständig erschlossen. Im Stadtgebiet anstehend sind die obersten Abschnitte des **Oberen Muschelkalks** und die Schichten des **Keupers**. Auf den im weiteren Umfeld anstehenden **Unterjura** wird hier nicht eingegangen.

Variszisches **Grundgebirge** wurde in der Thermalwasserbohrung Böblingen in 547 m Tiefe (-87,6 m u. NN) erbohrt. Es handelt sich dabei um porphyrischen, schwach tektonisch beanspruchten Granit (BRUNNER 1998). In der Thermalwasserbohrung Bad Cannstatt besteht das Grundgebirge hauptsächlich aus Plagioklas-Gneisen (CARLÉ 1975). Die Obergrenze liegt hier in einer Tiefe von 454 m (- 234,2 m u. NN). Darüber stehen klastische Sedimente des **Perm** (Ober-Rotliegendes und Zechstein) in einer Mächtigkeit von 92 m an (BRUNNER 1998).

7.2 Trias

Der **Buntsandstein** weist eine Gesamtmächtigkeit von über 200 m auf. Es handelt sich um festländische Ablagerungen aus teils feldspatführenden Sandsteinen, Konglomeraten, Tonsteinen und Evaporiten.

Der **Muschelkalk** ist eine von flachmarinen karbonatischen Sedimenten dominierte 160-200 m mächtige Gesteinsabfolge. Der Untere Muschelkalk wird aus einer Wechselfolge von Mergeln, Kalksteinen und Dolomiten gebildet. Im Raum Stuttgart erreicht er eine Mächtigkeit von 45 m. Im Mittleren Muschelkalk finden sich Dolomite und Tonsteine, in die Salinargesteine (Anhydrit, Steinsalz) mit Ton- und Schlufflagen (REIFF 1973) eingeschaltet sind. Im unausgelaugten Zustand ist der Mittlere Muschelkalk rund 60 m mächtig. Im Bereich junger Tiefenerosion der Täler, oft verbunden mit tektonischer Hebung, ist die Anhydrit- und Gipslösung aktiv, und es treten bevorzugt in den Talauen und den talrandnahen Bereichen Erdfälle auf (REIFF 1973). In der Stuttgarter Innenstadt liefern die unruhigen Lagerungsverhältnisse der Gipskeuper- und Lettenkeuper-Formationen einen Hinweis auf interglaziale Auslaugungsvorgänge im Salinargestein des Mittleren Muschelkalks, das sich 160 bis 180 m u. GOK befindet. Die Lösungshohlräume aus dem Mittleren Muschelkalk verbrachen stellenweise vertikal bis zum Gipskeuper. Das von Erdfällen geprägte Oberflächenrelief des Keupers wurde durch quartäre Talablagerungen plombiert (BURGER & ROGOWSKI 1977). Bei einer Bohrung innerhalb eines Erdfallschachts wurde auf dem Niveau der Grundgipsschichten kein anstehender Gipskeuper erbohrt. Es bleibt daher die Frage offen, ob der Erdfall aus einem Auslaugungshohlraum im Mittleren Muschelkalk (Salinarkarst), Oberen Muschelkalk (Karbonatkarst) oder Gipskeuper (Sulfatkarst) hervorging (UFRECHT 2006).

Der Obere Muschelkalk ist eine Abfolge von Kalk- und Dolomitsteinen mit zwischengelagerten Tonmergelschichten in einer Mächtigkeit von rund 80 m. Dieser ist in der nördlich gelegenen Hochscholle der Bad Cannstatter Störungszone, die zum Fildergraben gehört, entlang den Hängen über den Talauen des Feuerbachs und Neckars aufgeschlossen.

Der 250 bis 300 m mächtige **Keuper** wird in Unter-, Mittel- und Oberkeuper gegliedert. Der **Unterkeuper** besteht aus einer Wechselfolge von Karbonatgestein mit Tonsteinen und Sandsteinen. Der **Mittelkeuper** besteht aus Tonsteinen, die früher als Mergel bezeichnet wurden. Es handelt sich dabei um Schlammsteine (Schlufftonsteine) mit dolomitischen Karbonatbänken ("Steinmergelbänke") und Gipslagen, -linsen und -konkretionen (BRUNNER 1998). Der **Oberkeuper** ist eine geringmächtige, nicht flächenhaft entwickelte Sedimentdecke aus hellen, feinkörnigen, kieselig oder tonig zementierten Sandsteinen. Die Sandsteine gehen seitlich oft in tonflaserige Sandsteine oder sandige Tonsteine über (GEYER & GWINNER 1991).

7.2.1 Lettenkeuper-Formation

Die Lettenkeuper-Formation (ku, Erfurt-Formation) ist in Unterer und Oberer Unterkeuper (Abbildung 7.2) mit insgesamt sieben Schichtgliedern eingeteilt. Früher wurde der Unterkeuper als "Lettenkohle" bezeichnet, da in ihm Kohleschmitze (inkohlte fossile Pflanzenreste) vorkommen, die vor allem innerhalb der sandigen zu "Letten" verwitternden Tonsteine (BRUNNER 1998) kleine Flöze bilden. Die Wechselfolge mit vorherrschend grauen Gesteinsfarben wird aus fossilführenden, häufig spätdiagenetisch dolomitisierten Karbonatgesteinen und teils dolomitischen Tonsteinen gebildet. Sandige Sedimente sind nicht flächenhaft in gleichbleibender Mächtigkeit und stratigraphischer Stellung ausgebildet. Die im Unteren Lettenkeuper auftretenden Hauptsandsteinschichten werden aufgrund ihrer Herkunft den nordischen Sandsteinen zugeordnet. Die Fossilien zeigen ein brackisches Milieu an. Im Stuttgarter Stadtgebiet beträgt die Gesamtmächtigkeit um 20 m.

In tiefreichenden Kernbohrungen im Arbeitsgebiet sind die obersten drei Formationsglieder, Anoplophora-, Lingula- und Grenzsichten des Obereren Unterkeupers (ku 2) erschlossen. Die aus dolomitischen Tonsteinen bestehenden **Oberen Grauen Mergel** bilden das Top der ansonsten vorwiegend dolomitischen **Anoplophoraschichten**. Darüber folgen die **Lingulaschichten**, bestehend aus graubraunem, teils kalkigem, bankigem Dolomitstein (Linguladolomit) mit dolomitischem Tonstein und einer markanten Sandsteinlage (Lingulasandstein). Die **Grenzsichten** zum Gipskeuper werden aus den Grünen Mergeln und dem Grenzdolomit gebildet. Die etwa vier bis fünf Meter mächtigen **Grünen Mergel** bestehen aus teils dolomitischem Tonstein von grauer und grüner Färbung. Die untersten Meter können zum Linguladolomit hin verstürzt sein. In die Tonsteine sind um 0,1 m dicke, graubraun-dunkelgraue Dolomitsteinbänke eingeschaltet. Der **Grenzdolomit** ist eine etwa 0,1 bis 0,2 m dicke graue, dolomitische Karbonatsteinbank mit zum Teil erbsen- bis nussgroßen Auslaugungshohlräumen.

7.2.2 Gipskeuper-Formation

Die Gipskeuper-Formation (km 1, Grabfeld-Folge) ist die unterste Einheit des Mittelkeupers. Die Formation wird in insgesamt acht Schichtglieder gegliedert, die wiederum in Unterer, Mittlerer und Oberer Gipskeuper unterteilt sind. In Baden-Württemberg beträgt die Gesamtmächtigkeit im nicht ausgelaugten Zustand etwa 100 bis 120 m (BRUNNER & WURM 1983) und im Stadtgebiet von Stuttgart 110 m (UFRECHT 2006). Die Gipskeuper-Formation besteht aus Tonsteinen und

Ebenfalls sind in ungleichen Abständen dünne Dolomitbänke eingeschaltet. Die tonig-mergelige Beckenfazies der Gipskeuper-Formation verzahnt sich in Richtung Südosten (Bayern) mit der sandig-tonigen Randfazies des Benker Sandsteins (Benk-Formation, NITSCH 2005).

Die Verbreitung der Sulfatgesteine in durchgehenden, fossilarmen Lagen belegt eine Entstehung in stehendem Wasser. Gipslagen, -linsen und -konkretionen, sowie häufig auftretende Steinsalz-Pseudomorphosen bezeugen die Eindampfung von Meer- oder Playawasser (GEYER & GWINNER 1991). Die tonigen und sulfatführenden Keupersedimente verzahnen sich mit sandigen Sedimenten, die durch Zuflüsse vom Festland in das Becken transportiert wurden. Das basale massive Calciumsulfatlager in den Grundgipsschichten ist vermutlich auf eine marin beeinflusste Sedimentation zurückzuführen, die seit dem Unterkeuper anhielt. Erst die höheren Formationsglieder weisen den Übergang zu einer terrestrischen Sedimentation auf, wobei die lagig und knollig verteilten Calciumsulfate einer lakustrinen Bildung entstammen (vgl. Kapitel 2.1).

7.2.3 Verteilung der Sulfatgesteine

Der Anteil der Calciumsulfatminerale Gips und Anhydrit schwankt innerhalb der Gipskeuper-Formation im nicht ausgelaugten Zustand zwischen 10 bis 80 %. Bankig und massig sind die Calciumsulfatlager nur in den liegenden Grundgipsschichten in einer Mächtigkeit von 5 m ausgebildet. Die Grundgipsschichten erreichen in Baden-Württemberg im unausgelaugten Zustand im allgemeinen eine Mächtigkeit von 10 bis 12 m (GEYER & GWINNER 1991). Die Primärmächtigkeit für den Großraum Stuttgart beträgt 18 m (BRUNNER 1998) und für das Arbeitsgebiet in Bad Cannstatt etwa 16 bis 22 m bei einem Gipsanteil von rund 60 % (ROGOWSKI 2002). In den höheren Formationsgliedern steigt der Anteil der Beimengungen, und die Calciumsulfate sind lagig und knollig eingeschaltet (UFRECHT 2006). Die Mächtigkeit der Formationsglieder (Tabelle 7.1) ist durch Auslaugung der Sulfatgesteine und die Konsolidierung des Residualgebirges oft erheblich verringert.

Tabelle 7.1: Gipskeuper Sulfatgehalt und Mächtigkeiten aus UFRECHT (2006) und BRUNNER (1998).

Formationsglied	Sulfatgehalt [%]	Mächtigkeit [m]	
		unausgelaugt	ausgelaugt
Obere Bunte Estheriensichten	< 10	20 - 25	<20-25
Graue Estheriensichten			
Untere Bunte Estheriensichten			
Acrodus-Corbula-Horizont	-	1,5 – 2,0	-
Mittlerer Gipshorizont	15 – 35	35 – 38	35 - 36
Bleiglanzbankschichten	-	1 - 2	-
Dunkelrote Mergel	> 10	17 – 18 (22)	16 - 17
Bochinger-Horizont	-	5 – 7	-
Grundgipsschichten	> 80	18 - 22	5 – 9
Gesamtmächtigkeit	-	102 – 110	83 - 93

Bei Leonberg, Untertürkheim, Neustadt, Korntal und Asperg ist der Gips in größerer Ausdehnung an der Oberfläche erhalten geblieben. In der Regel sind an der Oberfläche die sulfatführenden Schichten jedoch größtenteils komplett ausgelaugt und durch Residualgestein ersetzt. In der Innenstadt von Stuttgart ist der Gips nur noch in flachen Geländerücken innerhalb des Talkessels

erhalten, wobei der Gips- und Anhydritspiegel erst wieder oberhalb des Hangfußes vorhanden ist. Durch die Auslaugung des Gipses ist die Mächtigkeit der Grundgipsschichten im Regelfall auf 6 bis 8 Meter verringert (BRUNNER 1998).

Unterer Gipskeuper

Das unterste Formationsglied des Unteren Gipskeupers wird als **Grundgipsschichten** bezeichnet und ist eine 18 bis 22 m mächtige Wechselfolge von Sulfatgestein, Tonsteinen und Karbonatsteinlagen (BRUNNER & WURM 1983). An der Basis der Grundgipsschichten liegt ein rund 5 m mächtiges Sulfatgestein aus fast reinem weiß-weißgrauem Gips, der durch dunkle Lagen gebändert ist und nur vereinzelt dunkle Tonsteinfasern (BRUNNER & Wurm 1983) enthält. Vereinzelt ist noch ein grauer, harter und dolomitischer Anhydrit vorhanden. Im hellen Sulfatgestein erscheinen oft reine idiomorphe Gipskristalle (GEYER & GWINNER 1991). Darüber liegt eine engständige Wechselfolge aus unreinen Sulfatgesteinsbänken mit dünnen Tonstein-Dolomitstein-Zwischenlagen. Die Gipsbänke zeigen gelegentlich eine gekröseartige Verfaltung als Folge von Volumenvergrößerung während der Hydratation von Anhydrit (vgl. Kapitel 2.2.1). Zum Top des Sulfatgesteines werden die dunkelgrauen bis grünen Tonsteine zunehmend rötlich oder rotviolett. In den Sulfatgesteinskomplex sind mehrere karbonatische Lagen, Dolomikrite und dolomitische Tonsteine eingeschaltet (BRUNNER & Wurm 1983).

Über den Grundgipsschichten folgt der ca. 5 bis 7 m mächtige **Bochinger-Horizont**, ein teils graugrüner, an der Basis oft grauschwarz gefärbter, teils dolomitischer Tonstein, der vereinzelt Fasergipsadern und gelegentliche Einschaltungen von weißgrauen Gipslagen und -knollen führt. Das Top der Einheit wird durch das 0,5 bis 0,7 m mächtige **Violette Grenzlager**, eine violettfarbene Tonsteinlage, angezeigt (BACHMANN 1974). Einen wichtigen Leithorizont stellt die im unteren Drittel des Bochinger-Horizonts auftretende dolomitische **Bochinger-Bank** dar. Die Bochinger-Bank ist eine 0,1 bis 0,2 m dicke hellgelbe bis gelbgraue, harte Dolomitsteinbank.

Bei dem hangenden, 17 bis 22 m mächtigen **Dunkelroten Mergel** handelt es sich um eine eintönige Serie von überwiegend rot gefärbten Schlammsteinen und gelegentlich eingeschalteten knollig-konkretionären, teils lagigen Gipsgesteinen und Dolomitsteinlagen ("Quarzitbank").

Mittlerer Gipskeuper

Der Mittlere Gipskeuper umfasst die **Region der Bleiglanzbank** (Weinsberg-Horizont) und den **Mittleren Gipshorizont**. Im Übergangsbereich zwischen den Dunkelroten Mergeln und dem Mittleren Gipshorizont liegt die Region der Bleiglanzbank mit der karbonatischen **Bleiglanzbank**. Die Bank besteht aus gelbbraunem porigem und schluffigem Dolomitstein und hat eine Mächtigkeit von wenigen Zentimetern bis höchstens einem Meter (BRUNNER 1998). Sie stellt einen hervorragenden Leithorizont im Gipskeuper dar. Fehlt die Bleiglanzbank, ist die Abgrenzung zur liegenden Einheit der Dunkelroten Mergel schwierig. Sie tritt manchmal als Flächenbildner im Gelände in Erscheinung oder verursacht Knicke im Hangprofil. Die Bleiglanzbank verdankt ihren

Namen kleinen Bleiglanzkristallen, die neben Zinkblende immer wieder zu finden sind (GEYER & GWINNER 1991).

Der gipsführende **Mittlere Gipshorizont** ist im Raum Stuttgart eine 33 bis 38 m mächtige graue, grüne, teils violette, tonig-schluffige Gesteinsabfolge, in der bankig oder knollig Sulfatgesteine vorkommen und vereinzelt teils sandige Dolomitbänke eingeschaltet sind. Im Arbeitsgebiet ist der Mittlere Gipshorizont nur in Hanglage mit einer Mächtigkeit von maximal 26 m anstehend. Der Übergang zum Oberen Gipskeuper ist durch die markanten Karbonatbänke des *Acrodus-Corbula*-Horizonts gekennzeichnet, die ehemals als "Engelhofer Platte" bezeichnet wurden. Dieser Gesteinshorizont ist in keinem der Bohrprofile (vgl. Abbildungen 7.6 bis 7.8) enthalten.

Oberer Gipskeuper

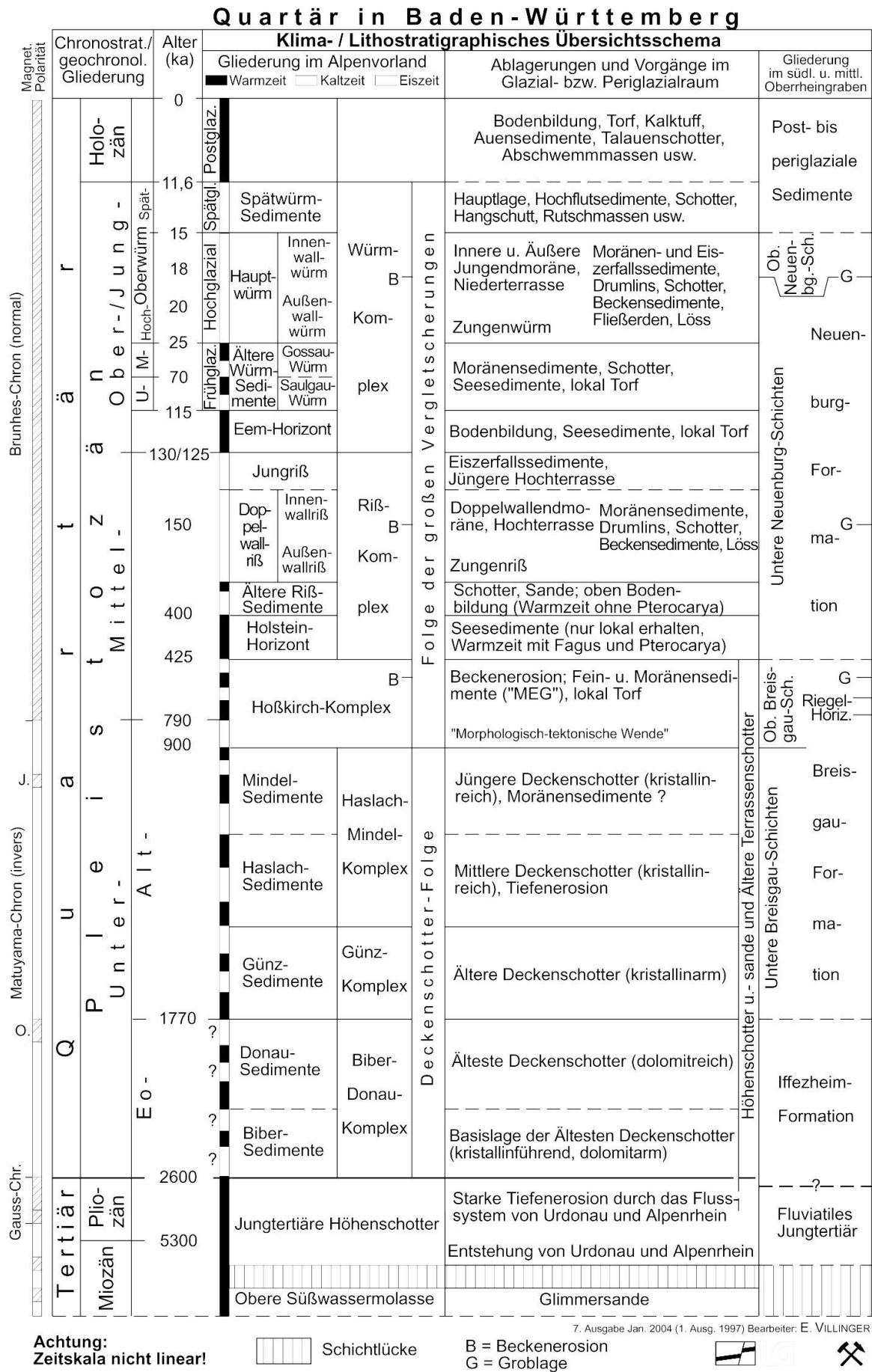
Der Obere Gipskeuper (Estheriensichten) ist im Arbeitsgebiet vollständig erodiert. Er bildet außerhalb des Arbeitsgebietes den Anstieg zum Schilfsandstein und ist je nach erosiver Eintiefung des Schilfsandsteins bis zu 35 m mächtig (BRUNNER 1998). Die **Estheriensichten** werden von Tonsteinen gebildet, in die sandige Dolomitlagen oder Sandsteine eingeschaltet sind. Dieses Formationsglied wurde nach den auf den Schichtflächen zum Teil massenhaft vorkommenden Conchostraken (Estherien) benannt. Diese Krebstierchen besiedelten bevorzugt zeitweilig austrocknende Tümpel, wobei sie den Anstieg der Salinität tolerierten (ZIEGLER 1998). Die Estheriensichten werden anhand der Färbung ihrer Tonsteine gegliedert. Bei vollständiger Erhaltung schließt der Gipskeuper mit einer drei bis fünf Meter dicken bunten Tonsteinserie (Obere Bunte Estheriensichten) ab. Die Estheriensichten zeigen eine auffallend unruhige Schichtlagerung, die auf Lagerungsstörungen infolge der Gipsauslaugung im Liegenden zurückzuführen ist (BRUNNER 1998).

7.3 Quartär

Die Keupergesteine werden meist von jüngeren Sedimentauflagen des Pleistozän und Holozän bedeckt (vgl. Abbildung 7.3). Die quartäre Bedeckung (ohne künstliche Auffüllungen) erreicht in den Bohrprofilenaufnahmen im Arbeitsgebiet eine Gesamtmächtigkeit von maximal 22,5 m.

7.3.1 Pleistozän

In den pleistozänen Kaltphasen zwischen 2,6 Millionen und 12000 Jahren entstanden periglaziale Ablagerungen wie Schuttmassen (Verwitterungsschuttdecken, Fließerden, Hangschutt), Rutschmassen, Flussablagerungen (Schotter), Löss und Lösslehme (BRUNNER 1998). In den Warmphasen zwischen den pleistozänen Kaltzeiten bildeten sich an Mineralwasseraustritten Kalkablagerungen, so genannter Travertin. Die Mächtigkeit der Auflage schwankt von wenigen Metern auf den Anhöhen bis mehrere Zehnermeter in den Hang- und Tallagen. In den Tallagen finden sich Schotter und Travertin. An den Keuperhängen liegen periglaziale Schuttmassen und Fließerden, die sich an tieferen Abschnitten mit Löss und Lösslehm, Hangschutt und Flussablagerungen verzahnen.



Achtung:
Zeitskala nicht linear!

Schichtlücke

B = Beckenerosion
G = Groblage



7. Ausgabe Jan. 2004 (1. Ausg. 1997) Bearbeiter: E. VILLINGER

Abbildung 7.3: Stratigraphische Übersicht des Quartärs in Baden-Württemberg (VILLINGER 2004).

Fließerden

Fließerden (Gehängelehm) bestehen aus einer feinkörnigen Grundmasse aus teils schwach humosem und tonigem Schluff. Dem Lehm sind oft reichlich Tonsteingrus und größere Komponenten wie kleine Dolomitsteine und Tonsteinstücke des anstehenden Untergrunds beigemischt. Die Fließerden entstanden durch Bodenfließen (Solifluktion) während des Auftauens der obersten ein bis zwei Meter des Permafrostbodens in der wärmeren Jahreszeit. Der wassergesättigte Boden bewegt sich schon bei geringer Hangneigung hangabwärts und reichert sich am Hangfuß an (AHNERT 1996). Fließerden bedecken vor allem den tieferen Teil der Keuperhänge und verzahnen sich oft mit Löss und Lösslehm (BRUNNER 1998). Fließerden enthalten stellenweise eiszeitliche Tierreste. So wurden in Bad Cannstatt in der Winterhalde im 19. Jahrhundert beim Bau des Bahntrassen-Einschnittes Knochen und Zähne unter anderem von Mammut, Fellnashorn, Steppenbison und Höhlenbär gefunden (BRUNNER 1998).

Hangschutt

Der Hangschutt besteht aus kantigen Gesteinsbrocken, unter anderem Dolomitsteinkies, größeren Blöcken und kleinstückigen Scherben (Tonsteine?) und Platten (Sandsteine?) in einer Matrix aus braunem, teils feinsandigem und tonigem Schluff mit reichlich Tonsteingrus. Bei einem hohen Matrixanteil spricht man von Hanglehm.

Umlagerungssediment und Dolinenfüllung

Das Umlagerungssediment besteht aus Material des Gipskeupers. Es ist bunt und enthält in einer bindigen Matrix Gesteinsbruchstücke und Neckarkiese. Die Dolinenfüllung ist ein bunter unverfestigter Schutt aus unterschiedlichen Gipskeupergesteinen, beziehungsweise in den Erdfall eingelagerten und eingespülten quartären Sedimenten.

Travertin

Im Arbeitsgebiet ist Travertin nicht anstehend. Er ist für die zeitliche Einordnung der liegenden quartären Sedimente, insbesondere der Flussablagerungen, jedoch bedeutend. Travertin bedeckt im Neckartal bei Stuttgart-Bad Cannstatt großflächig die Flussschotter und bildet morphologisch deutlich erkennbare Terrassenkomplexe, wobei die höher liegenden Schotter- und Travertin-Terrassen älter sind als die tiefer liegenden (BRUNNER 1998). Travertine bildeten sich während der interglazialen Warmzeiten (pleistozäner Travertin) und im Holozän an Mineralwasseraufbrüchen, die zumeist an tektonische Störungen gebunden sind. Beim Austritt des kohlesäurehaltigen Mineralwassers entweicht ein Teil des Kohlendioxids, und dadurch fällt unter Mitwirkung von Mikroorganismen Calciumkarbonat aus. Westlich des Erdfallgebietes (vgl. Abbildung 7.1) sind eemzeitliche (Riß-Würm-Interglazial) Travertine anstehend, die zum Teil die rißzeitliche Hochterrasse des Neckars überlagern (REIFF 1973). Weiterhin befindet sich am heutigen Neckarlauf holozäner Travertin über der würmzeitlichen Niederterrasse (BRUNNER 1998).

Flussablagerungen

Bei den Flussschottern handelt es sich um dichtgelagerte Fein- bis Grobkiese. Die Gerölle bestehen überwiegend aus Kalksteinen des Oberjuras, sowie Rhätsandsteinen des Oberkeupers, Hornsteinen des Muschelkalks und Oberjura-Kieselknollen. Die Gerölle liegen in einer sandigen, schluffigen und teils lehmigen Grundmasse, in die zum Teil Sandlagen eingeschaltet sind. Der Lehmanteil besteht aus braunem bis gelbbraunem Keuperton. Die während Kaltzeiten aufgeschotterten Neckarkiese wurden im Verlauf der Warmzeiten über den Mineralwasseraustritten durch Kalksinterbildung verkittet.

Die Flussablagerungen sind zumeist frei von datierbaren Fossilien. Eine C14-Datierung von Holz innerhalb holozäner Travertine ergab für die vier bis fünf Meter mächtigen liegenden Kiese der Niederterrasse ein würmzeitliches Alter (BRUNNER 1998). In Bad Cannstatt an der Heinrich-Ebener-Straße, im Areal Deckerstraße und der Taubenheimstraße sowie beim Kurpark befinden sich Travertine über Auenmergel und Neckarschottern. Der Fossilinhalt der Travertine spricht für eine Bildung in der jungpleistozänen Eem-Warmzeit (Riß-Würm-Interglazial). Die liegende fünf Meter mächtige Schotterterrasse befindet sich 4 bis 5 Meter über der Aue und fällt damit in die Riß-Kaltzeit (BRUNNER 1998). Die rißzeitliche Neckarhochterrasse liegt etwa 8 bis 10 m über der heutigen Neckartalaue. Ist die Lagerung nicht durch Auslaugung gestört, lagert der Schotter dem Gipskeuper bei 218 bis 220 m ü. NN etwa vier Meter mächtig auf (STRÖBEL 1973). Ältere Terrassenschotter sind im Umfeld des Arbeitsgebietes nicht verbreitet. Bei den Kiesen im Arbeitsgebiet handelt es sich um rißzeitliche Hochterrassenschotter und um jüngere Flussschotter.

Löss (Schwemmlöss) und Lösslehm

Löss ist ein zumeist hellgelbes, teilweise gräuliches und fahlbraunes, poröses, wasserdurchlässiges, feinkörniges und standfestes Lockergestein. Der Hauptbestandteil ist Quarz, der als eiszeitliche Auswehungen von Steppengebieten (Lösseinwehungen) abgelagert wurde. Der kalkhaltige Löss enthält im Unterboden vereinzelt Konkretionen, so genannte "Lösskindl". Von den Talrändern abgespülter Löss wird als **Schwemmlöss** bezeichnet. Er weist durch die Umlagerung feinsandige, tonige und teils humose Lagen auf. Der rötlich-braune, nicht poröse und Wasser undurchlässige **Lösslehm** ist ein entkalkter Löss, der bei Wasserzutritt weich und formbar wird (FRANK 1950).

7.3.2 Holozän

Das **Holozän** umfasst die nacheiszeitlichen Bildungen, wobei eine klar gezogene Abgrenzung zu den pleistozänen Sedimenten fehlt. Im Holozän bildeten sich Ablagerungen in den Talauen, Schwemmfächer, Hangschutt, Böden und weiterhin Travertin. Ferner gehören hierzu auch künstliche Auffüllungen.

Ablagerungen in den Talauen

Über den älteren Gesteinen der Talau liegen zunächst Kiese und Sande aus Verwitterungsmassen der Gesteine im Einzugsgebiet der Flüsse in einer Mächtigkeit bis zu 10 m, die örtlich mit Schlick- und Faulschlammbildungen durchsetzt sind. Darüber folgt ein schwach sandiger, feingeschichteter brauner **Auenlehm** (Auensediment), der hauptsächlich durch Hochwässer abgesetzt wurde. Der Lehm ist teilweise anmoorig und enthält lagenweise Feinsand und weiße Schneckenschalenreste.

In den Neckaraltarmen lagerten sich **Altwassersedimente** (Sumpfton und Schlick) aus schwarzgrauem, schluffigem Ton ab. Der dunkelgraue, schluffige, tonige, feinsandige Schlick enthält Gesteinsschutt und Steinchen, sowie Schneckenschalenreste und Kalkknollen. Durch Grundwassereinfluss kann der Schlick rostig verfärbt (marmoriert) sein.

Oberboden und künstliche Auffüllung

Der holozäne Oberboden ist als dunkelbrauner, teils schwarzbrauner, humoser, sandig-schluffiger Ton (Lehm) entwickelt. Der Oberboden und die quartären Schichtglieder werden oftmals von künstlichen Auffüllungen überlagert. Diese zeigen bei wechselnden Mächtigkeiten eine ungleichmäßige Zusammensetzung aus Schluff, Sand und Kies, vielfach mit Holz, Metall, Beton- und Ziegelbruchstücken.

7.4 Profilschnitte

In den vier Profilschnitten der Abbildung 7.4 dienen markierte Gesteinsbänke (Grenzdolomit, Bochinger-Bank, Bleiglanz-Bank) der lateralen Korrelation der einzelnen Schichten. Bei der Diskussion der Untergrundsituation wird die Nummer der Bohrung (B 1 bis B 23) auf die jeweils Bezug genommen wird, in Klammern vermerkt. Die einzelnen stratigraphischen Einheiten sind wie in den Beschreibungen der vorherigen Kapitel 7.2 und 7.3 ausgebildet. Für die detaillierte Profilierung der Kernbohrungen sei auf Anhang III verwiesen.

Zusammenfassend lässt sich die Geologie im Süd-Osten Bad Cannstatts wie folgt beschreiben: Das Gelände steigt von der Neckartalaue im Westen zur plombierten Kienbachtalmulde (Areal A) im Osten um rund 20 m an. Der Gipskeuper zeigt innerhalb der Bad Cannstatter Verwerfungszone einen abwechslungsreichen Auslaugungsgrad, der zu Geländesenken und Erdfällen führt. Die rißzeitliche Neckarhochterrasse liegt dem Gipskeuper zwischen 218 und 220 m ü. NN direkt auf. Der Flussschotter wird im Westen von eemzeitlichem Travertin und Auensedimenten überlagert. Diese keilen nach Osten aus und werden zunehmend von Löss überdeckt. Im Osten schließt sich an die Neckarhochterrasse die Talmulde des Kienbachs an, welche ein über einen Quadratkilometer großes Gebiet im Gipskeuper entwässert. Der Kienbach selbst wurde verdolt. Die Fließerde, die regelmäßig unter dem würmzeitlichen Löss angetroffen wird, stammt von den Talhängen. In der Kienbachtalmulde selbst fehlt der Löss, und die Fließerde steht gleich unter der Geländeoberfläche an (Ströbel 1973).

7.4.1 Tektonik

Im Nordosten des Erdfallgebietes zieht die Fildergraben-Randverwerfung mit der in Nordwest-Südost streichenden Hauptstörung der Schurwaldverwerfung vorbei. Das Bruchfeld des Grabenrandes (Bad Cannstatter Verwerfungszone) reicht bis in das Erdfallgebiet hinein. Das Bruchfeld beinhaltet 50° bis 70° einfallende, homothetische und antithetische Abschiebungsflächen. Der Grabenrand ist in Teilzügen mit staffelbruchartiger Anordnung, beziehungsweise in Spezialgräben und -horste zerlegt (UFRECHT 1994). Die Verwerfungszone umfasst mehrere Teilsprünge, die von der Hochscholle im Nordosten in die Tiefscholle im Südwesten einen absteigenden Staffelbruch mit einer Gesamtsprunghöhe von mindestens 100 m bilden (FRANK 1960). Einzelne Verwerfungen waren während des Baus der Remstalbahnstrecke aufgeschlossen. Weiterhin sind Verwerfungen an den Hängen der Winterhalde erkennbar (BRUNNER 1980 a). Neben der Zerrungstektonik sind an den Bruchschollen auch Einengungsformen (Aufschiebungen, Überschiebungen und Seitenverschiebungen) vorzufinden (UFRECHT 1994). Innerhalb der Schollen des Staffelbruchs ist die Tektonik durch Auslaugungsvorgänge überprägt. BRUNNER (1980 a) interpretiert die Sattel- und Muldenstrukturen innerhalb der Bruchschollen als großräumige Absenkung aufgrund der Auslaugung des Muschelkalksalinars, das 120 m u. GOK ansteht.

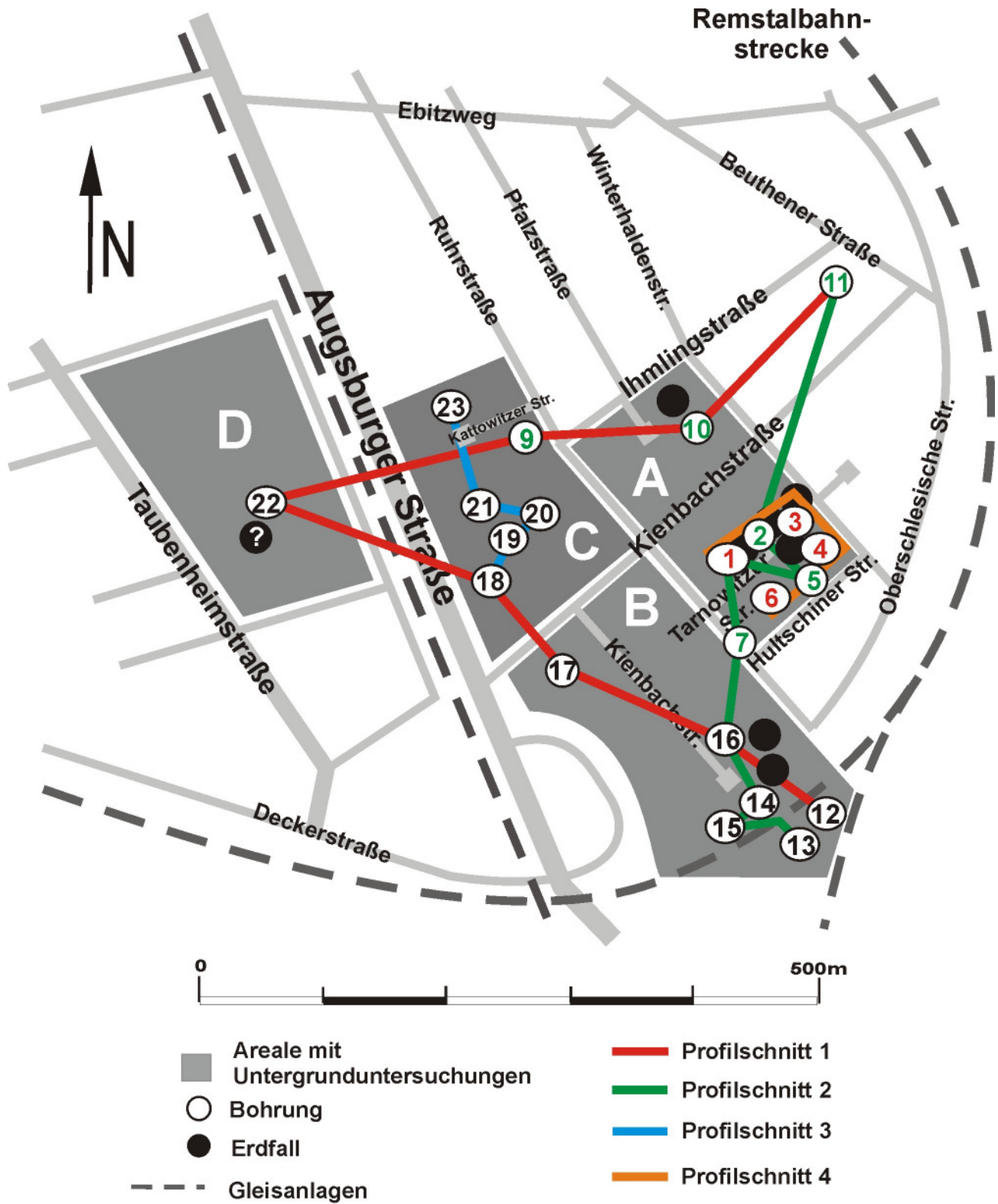


Abbildung 7.4: Lage der Profilschnitte 1 bis 4.

Legende

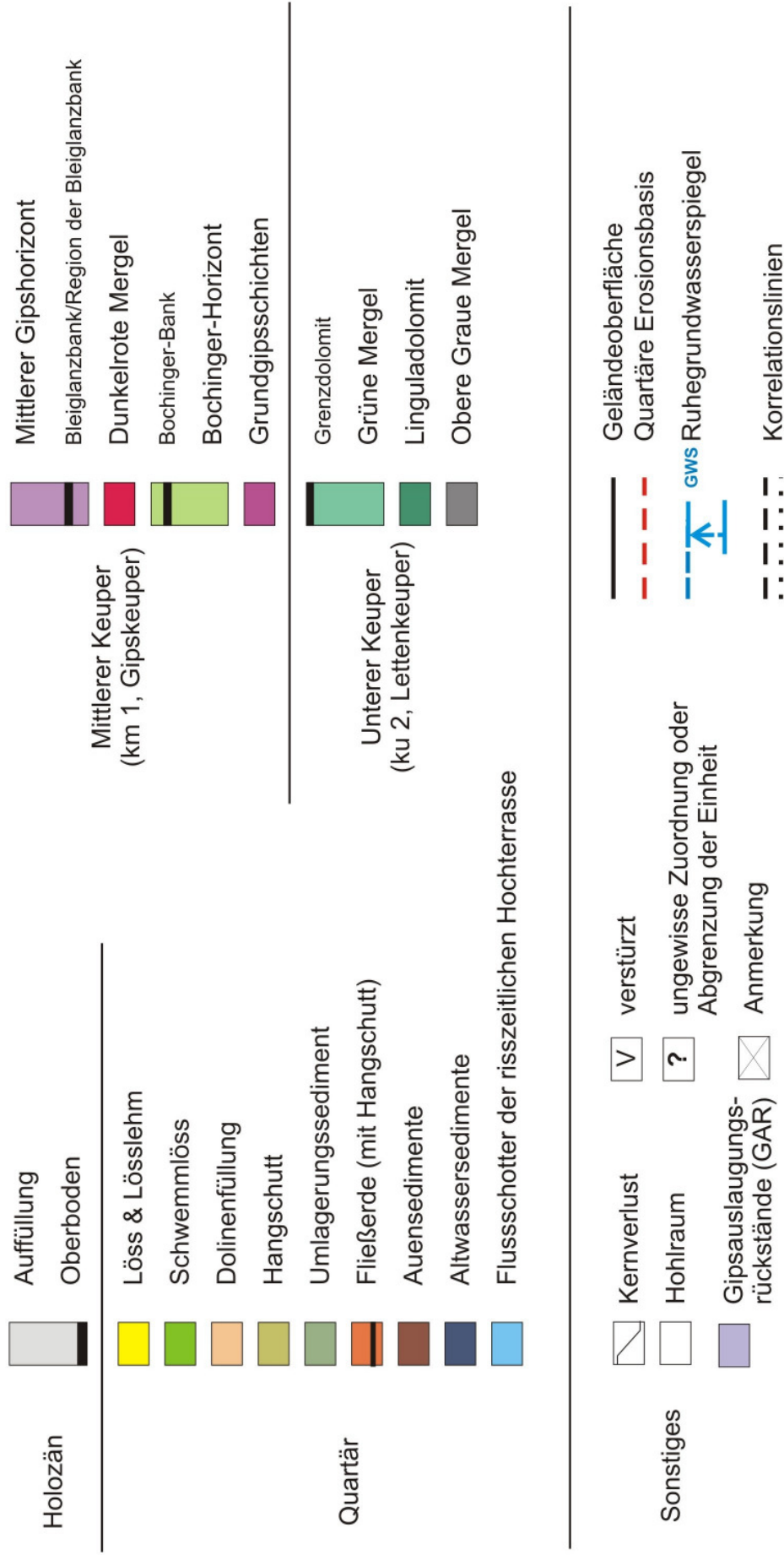


Abbildung 7.5: Legende.

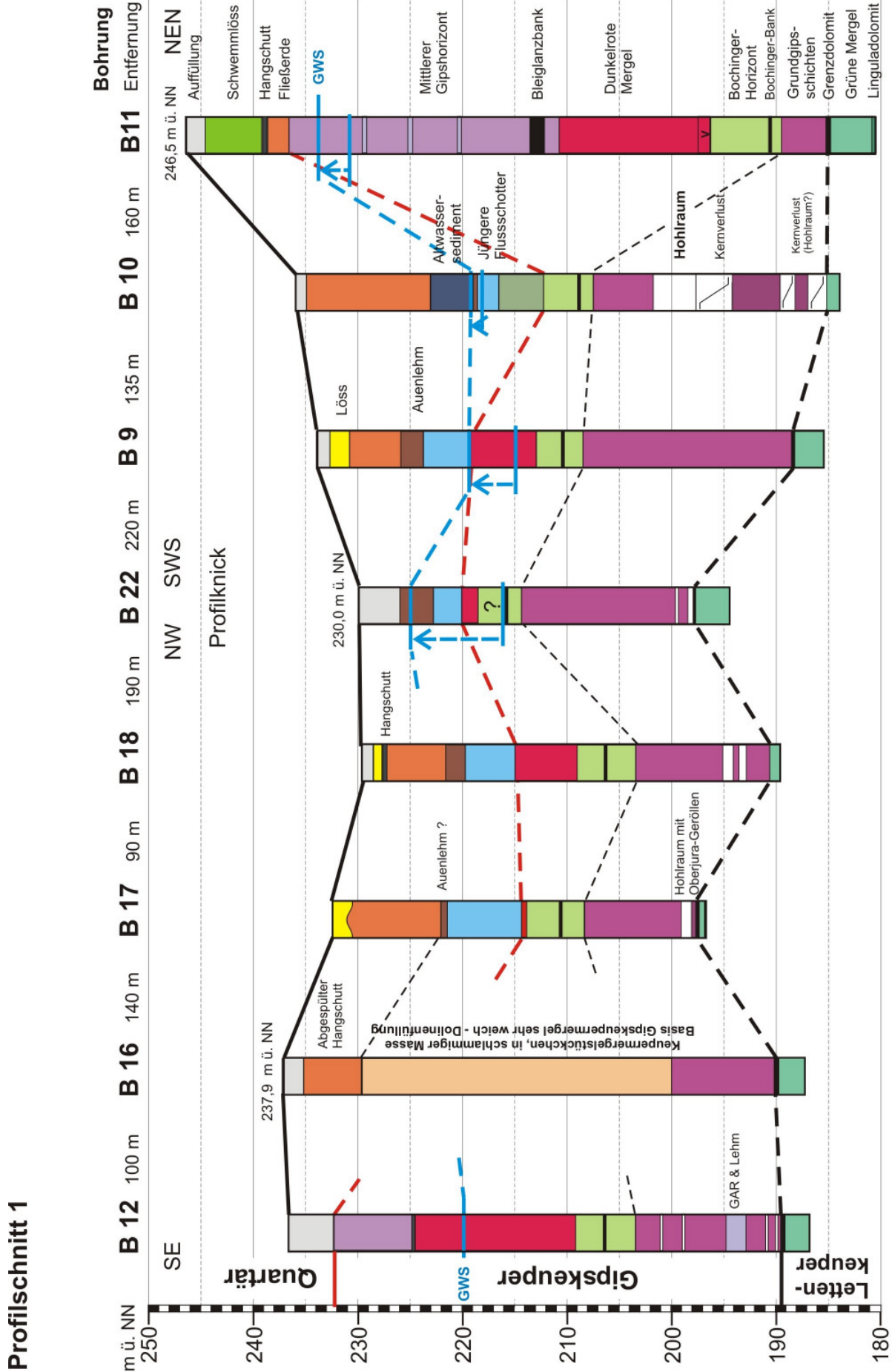


Abbildung 7.6: Profilschnitt 1.

Profilschnitt 2

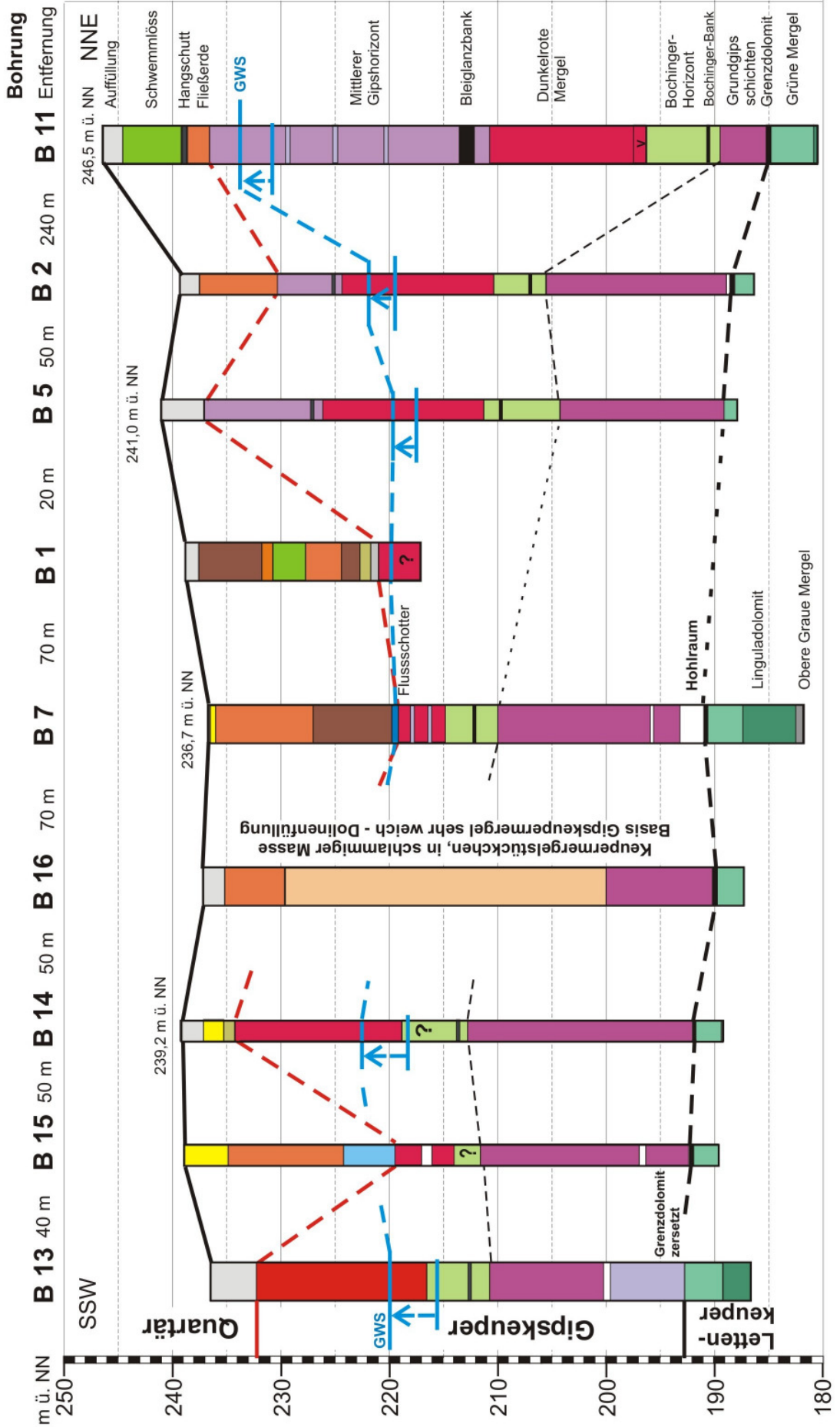


Abbildung 7.7: Profilschnitt 2.

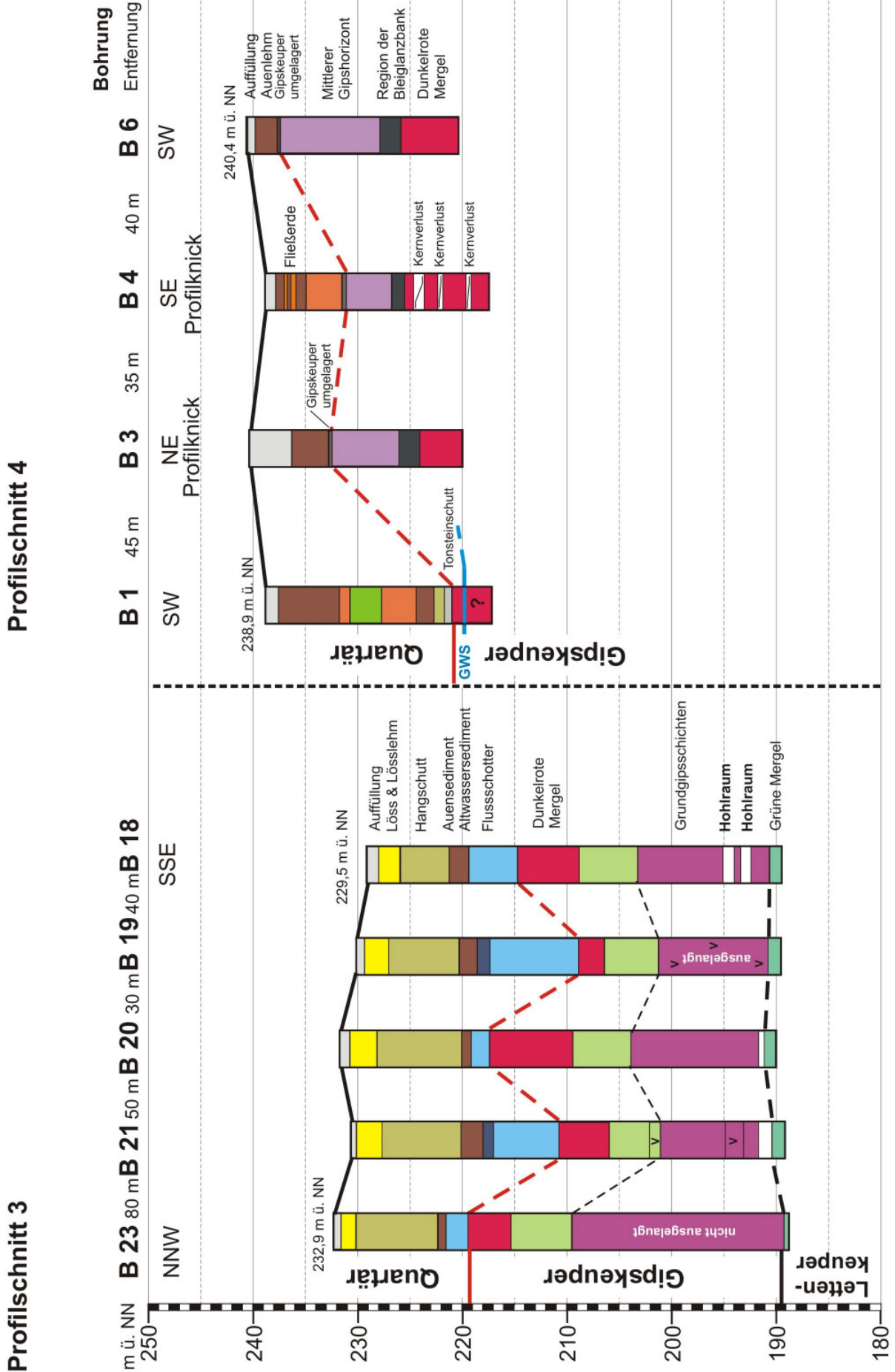


Abbildung 7.8: Profilschnitt 3 und 4.

Aufgrund der tektonischen Zerrüttung des Gesteins sind die Wasserwegsamkeiten entlang der tektonischen Trennflächen erhöht. Verstärkter Wasserdurchfluss begünstigt die Auslaugung entlang von Klüften und Störungen und führt in massigen Gipsbänken wie den Grundgipsschichten (Abbildung 7.6, B 7 & B 10) und untergeordnet dem Mittleren Gipshorizont (UFRECHT 2006) zur Bildung kluftgebundener Hohlräume und letztlich zu größeren Auslaugungshohlräumen.

Fossile Erdfälle befinden sich laut BRUNNER (1980 a) im Gebiet der Ruhrstraße (Abbildung 7.4, Areal A & B) sowie am Augsburger Platz (nördlich Areal D). Diese folgen der im Süden nachgewiesenen Verwerfung und deren vermuteter Fortsetzung nach Norden. Im Bereich des Bahneinschnitts in der Winterhalde liegt über einer Verwerfung ein verfüllter Erdfall (BRUNNER 1980 a). Die linienhafte Anordnung der Erdfälle entlang der Tiefscholle legt nahe, dass Bereiche intensiver Auslaugung offensichtlich an die tektonische Störungszone gebunden sind.

Eine aktive quartäre Tektonik ist für das Arbeitsgebiet nicht anzunehmen, da das Top der Kiesschüttungen (Abbildung 7.6, B 9, B 10, B 17, B 22) des Neckars ungefähr auf gleicher Höhe liegt. Dies lässt sich weiterhin durch das einheitliche Gefälle der Schotterterrassen und deren konstanter Höhenlage über der heutigen Neckartalaue belegen (BRUNNER 1998). Die lokale Mächtigkeitszunahme der würmeiszeitlichen Neckarschotter im Gebiet zwischen Stuttgart-Bad Cannstatt und Stuttgart-Wangen im Westen von 5 bis 6 m auf rund 15 m ist auf Auslaugungsvorgänge im Gipskeuper zurückzuführen (UFRECHT 2006). In Profilschnitt 3 (Abbildung 7.8) sind die Flussschotter der Hochterrasse bis zu 10 m unter ihre ursprüngliche Lage versenkt. STRÖBEL (1973) deutet diese Lagerung als eine durch Flusserosion erweiterte Auslaugungswanne.

7.4.2 Auslaugung und Hohlräume

Die Grundwässer bestimmen mit ihrem Chemismus und der Durchflussmenge die Auslaugung der gipsführenden Gesteine. Diese Gegebenheiten verändern sich im geologischen Zeitraum und steuern die Phasen aktiver Auslaugung. Der Zufluss von oberflächennahem, an Calciumsulfat untersättigtem Wasser fördert die Gipsauslaugung. Weiterhin besteht bei azendentem Mineralwasser innerhalb der Verwerfungszone durch die Konzentration an Fremdionen (v. a. Natrium, Chlorid) eine bessere Löslichkeit des Sulfats (Kapitel 2.2.2). Die Fremdionen können der Verkarstung der Steinsalzerien im Mittleren Muschelkalk entstammen. Andererseits würde die liegende Gesteinslösung des karbonatischen Oberen Muschelkalks für eine Zunahme der Calciumionen sorgen und die Gipsauslaugung dämpfen. Der Ionengehalt der Grundwässer in verschiedenen Aquiferstockwerken kann einen Rückschluss auf das rezente Auslaugungsgeschehen im Gipskeuper geben. Im Bereich der Mineralwasseraustritte ist jedoch durch den Aufstieg der Wässer, verbunden mit Auslaugung, die Grundwasserzonierung aufgehoben (UFRECHT 1994).

Die Auslaugung greift entlang von Schichtflächen oder am Kontaktbereich der Sulfatgesteine zu wasserdurchlässigeren Gesteinsbänken an (STRÖBEL 1973). Dies wird durch Lagen von Gipsauslaugungsrückständen, verstürzte Tonsteine und Hohlräume (Abbildung 7.6 bis 7.8, B 7, B 10, B 13, B 21 & B 22) an der Basis der Grundgipsschichten belegt, wobei der Grenzdolomit teilweise komplett zersetzt wurde. Die flächige Auslaugung der Sulfatvorkommen in den höheren

Formationsgliedern des Gipskeupers führt zu allmählicher Setzung (UFRECHT 2006). Die Last der Deckschichten bewirkt ein Zusammenbrechen der Hohlräume, sobald die maximal zulässige Spannweite der Hohlraumdecke erreicht ist. Aus diesem Grund sind am Top der Grundgipsschichten keine Hohlräume zu finden. Ebenso wird das Gestein entlang von Verwerfungen schneller gelöst, worauf die hangenden Gesteine nachsacken. Die Senkungswanne im Bereich Tarnowitzer Straße könnte aus diesem Prozess hervorgegangen sein (vgl. Kapitel 5.2.3).

Aus den Profilschnitten ist der Auslaugungsgrad anhand der verringerten Mächtigkeit der sulfatführenden Gesteine, besonders der Grundgipsschichten, ersichtlich. Die Grundgipsschichten umfassen Mächtigkeiten zwischen 4,5 bis 22 m (Tabelle 7.2), wobei sich unausgelaugte Profile oft "unmittelbar" neben stark ausgelaugten befinden. Bei der stark verringerten Mächtigkeit (Abbildung 7.6, B 11) ist der Einfluss einer tektonischen Abschiebung innerhalb der Bad Cannstatter Verwerfungszone nicht auszuschließen.

Die Höhe (h) der Hohlräume in den Bohrstrecken liegt zumeist im Dezimeterbereich. Ausnahmen sind hier die Auslaugungshohlräume in den Bohrungen B 7 (h = 2,4 m), B 10 (h > 4 m), B 17 und B 18 (jeweils h ± 1 m). Der ungewisse Durchstichpunkt der Bohrung am Hohlraum liefert jedoch keine Aussage über die tatsächliche Hohlraumdimension (vgl. Kapitel 6.1.2). Indirekt lässt sich das Volumen der Auslaugungshohlräume aus der Menge des beim Verpressen eines Hohlraums verbrauchten Verpressguts ableiten.

Tabelle 7.2: Mächtigkeit (M) der Grundgipsschichten in den Bohrprofilen.

Nr.: B	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
M [m]	-	17,0	-	-	15,0	-	19,0	-	20,0	22,0	4,3	14,0	18,0	21,0	19,0	-	10,5	12,5	10,5	12,5	11,5	16,5	20,0

Bohrstrecken ohne Kerngewinn deuten nicht unbedingt auf größere Auslaugungshohlräume hin. Es kann sich vielmehr um erweiterte Klüfte und Spalten handeln (ROGOWSKI 2006); gleiches gilt auch für vertikal engständig übereinanderliegende Hohlräume. Die Aufweitung von Klufflächen und Störungen innerhalb der zerklüfteten Gipsgesteine führt bei manchen Bohrungen zum völligen Spülwasserverlust. Bei anderen Bohrungen wird nur schlammiges Bohrklein gefördert, oder das Spülwasser ist über Stunden hinweg stark verschmutzt und lehmig braun. Dies deutet auf eine Dolinenfüllung oder auf stark zersetzte Gipsgesteine in der Bohrstrecke hin. Bei der Bohrung B 16 (Abbildung 7.1) wurde ein fossiler Erdfall durchteuft, wobei unterhalb des verfüllten Erdfallschachts die Grundgipsschichten anstehen und der initiale Auslaugungshohlraum sich wohl innerhalb dieser befunden haben muss.

In den Auslaugungshohlräumen lagert an der Sohle dunkelgrauer, schluffiger und toniger Tonsteinschutt mit Gipsbrocken (B 18). Ferner sind in einem Hohlraum (B 17) oberjurassische Kalksteingerölle eingelagert. Diese können nach FRANK (1957 a; Seite 2) kaum „als Nachfall betrachtet werden, da die Kieslage zwischen dem Gehängelehm [Fließerde] und den Dunkelroten Mergeln durch die Verrohrung abgeschlossen ist“. Das Geröll entstammt dem hangenden Flussschotter und ist in einem vorhandenen Auslaugungshohlraum (Schlotte) abgesackt und von

dort in das Höhlengangsystem verfrachtet worden. In den Profilen lassen sich die Lage der in der Eem-Warmzeit (Riß-Würm-Interglazial) angelegten Erosionsbasis und die Mächtigkeit der quartären Sedimentbedeckung erkennen. Die Erosionsbasis gibt die Phase der tiefstreichenden Erosion im Taluntergrund wieder und liegt bei 210 m ü. NN. Die würmzeitliche Neckartalaue liegt 10 m darüber. Aufgrund der Grundwasserhöhe in der Talaue ist davon auszugehen, dass sich die Grundgipsschichten (Abbildung 7.6) stets unterhalb des Grundwasserspiegels befunden haben.

Innerhalb der Talmulde des Kienbachs wurde das Keupergestein ausgeräumt, wobei sich der Grundwasserabstrom mit erhöhtem Gefälle verstärkte und eine intensive Auslaugung der Sulfatgesteine bedingte. Das gleichzeitige Ausspülen (Suffosion) des nachgebrochenen Materials sorgte dafür, dass sich die verbrechenden Hohlräume nicht "totliefen" und sich Erdfälle bildeten (CARLÉ, REIFF & STRÖBEL 1969; STRÖBEL 1973). Unter diesen Voraussetzungen bildete sich der Hohlraum in der Bohrung B 10 "Ihmlingstraße" entlang von Lösungsbahnen (Klüfte, Störungen) in einer nur gering reduzierten Mächtigkeit der Grundgipsschichten. Die Talmulde des Kienbachs wurde anschließend überwiegend mit Fließerde verfüllt. Heute weist der Abstrombereich der Kienbachtalmulde eine geringe Abflussrate mit kleinem Grundwassergefälle auf (ROGOWSKI 2006). Versiegelte Oberflächen, Lössdecken und gering wasserdurchlässiges Residualgestein hemmen zudem den Wasserzufluss in die Sulfatgesteine und somit die weitere Auslaugung.

7.4.3 Alter der Auslaugung und Erdfälle

Der Beginn der Auslaugungstätigkeit und die darauf folgenden Erdfälle lassen sich im vorliegenden Fall anhand der ebenen Überdeckung der mit Keuperschutt plombierten Erdfälle (vgl. Abbildung 7.6, B 16) in die Eem-Warmzeit (Riß-Würm-Interglazial) datieren (ROGOWSKI 2006). Entscheidend für die zeitliche Einordnung ist die Tatsache, dass der darüber liegende würmzeitliche Löss die Muldenstrukturen nicht nachbildet, sondern mit gleichbleibender Höhenlage und Mächtigkeit die pleistozänen Deckschichten abschließt. Risseiszeitliche Terrassenkiese sind im Arbeitsgebiet muldenförmig in den Gipskeuper eingetieft und wurden von Auenlehm und Schlick plombiert (ROGOWSKI 2006).

7.4.4 Residualgestein

Der feste Gipskeuper-Schluffstein, in dem noch alle Sediment- und Kluffstrukturen erkennbar sind, wird während der Verwitterung und der Auslaugung des Sulfats in ein entschichtetes, teils verstärktes Ton-Schluff-Residualgestein mit unterschiedlicher Festigkeit umgewandelt (UFRECHT 2006). Innerhalb diesem sind oftmals bunte schluffig-feinsandige Gipsauslaugungsrückstände (GAR, Auslaugungsschluffe) enthalten. Die mineralogische Zusammensetzung des Ton-Schluff-Residualgesteins wird von LIPPMANN & SAVAŞÇIN (1969) wie folgt angegeben: Karbonate bilden den Hauptbestandteil der unlöslichen Rückstände. Überwiegend liegen Dolomit, teils auch Kalzit in Korngrößen von 5 bis 10 μ vor. Die Körner sind entweder miteinander verwachsen oder durch eine tonige Substanz verkittet. Nach den Karbonaten wichtigster mikroskopisch erkennbarer Bestandteil ist Quarz und beinahe ebenso häufig Kalifeldspat, sowie Corrensit und Illit in der Tonfraktion.

8 Untergrunderkundung

8.1 Geophysikalische Methoden

Am Beispiel des Erdfallgebiets Stuttgart-Bad Cannstatt werden die verwendeten geophysikalischen Methoden der Untergrunderkundung vorgestellt. Zur Anwendung kamen die Verfahren der Widerstandsgeoelektrik, Reflexions- und Refraktionsseismik und Mikrogravimetrie. Kurzgefasste Beschreibungen der Methodik und Messanordnung geben die vorangestellten Erläuterungen der Gutachten. Weiteren Einblick in die geophysikalischen Methoden in Karstgebieten geben unter anderem BAULE & DRESEN (1973), GAY & HENKE (1973) und für die Mikrogravimetrie im Speziellen SCHULZ (2004). PÖTTLER (2004) beschreibt die Anwendung der Geophysik beim Tunnelbau im Karbonatkarst.

8.1.1 Widerstandsgeoelektrik

Die Widerstandsgeoelektrik gibt die Verteilung des spezifischen elektrischen Widerstands als Abbild der strukturellen Untergrundsituation wieder. Der spezifische Widerstand ρ [Ωm] ist an die elektrischen Eigenschaften des Gesteins gebunden. Hohe Wassergehalte (Erdfuchte) oder ein großer Anteil an löslichen Salzen vermindern den spezifischen Widerstand. Der spezifische Widerstand für poröse Sedimentgesteine liegt zwischen 5 und 1000 Ωm . Eine Widerstandsprofilierung oder -kartierung zeigt Bereiche mit scheinbar gleichem spezifischem Widerstand auf. Die Eindringtiefe ist von der Mächtigkeit der Gesteinsschichten und deren spezifischen Widerständen abhängig. Zumeist entspricht die Eindringtiefe ungefähr einem Viertel der Gesamtlänge der Messanordnung (GGU 2001).

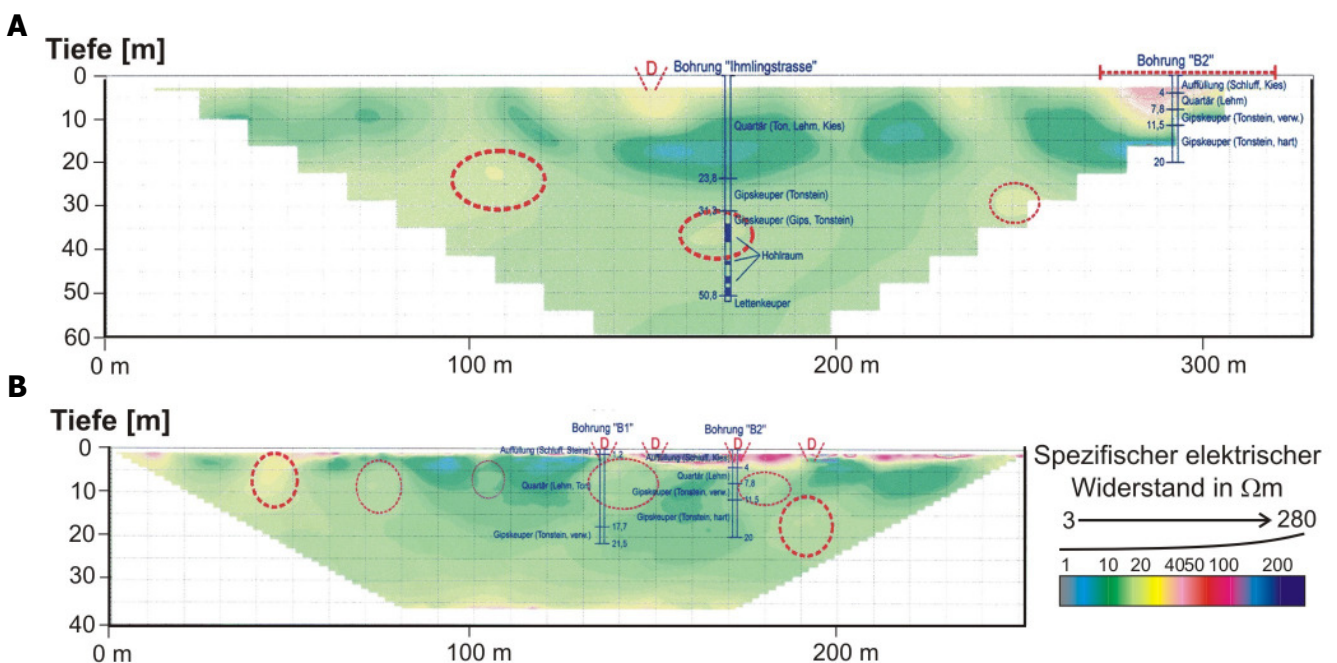


Abbildung 8.1: Widerstandsprofilierung an Profil A und B in Stuttgart-Bad Cannstatt. Die Verläufe der Profile A und B sind aus Abbildung 8.2 ersichtlich.

Die Abbildung 8.1 zeigt zwei Widerstandsprofile im Erdfallgebiet Stuttgart-Bad Cannstatt; die Verläufe der Profile sind in Abbildung 8.2 dargestellt. Der zunehmende spezifische Widerstand wird

über blaue, grüne, gelbe und rote Farbschattierungen angezeigt. In beiden Widerstandsprofilen ist der Kontrast des spezifischen Widerstands unterhalb des Grundwasserspiegels bei 18 bis 20 m Tiefe geringer ausgeprägt. An der Geländeoberfläche sind Regionen mit sehr geringem (blaue Färbung) neben solchen mit höherem (rote Färbung) elektrischem Widerstand zu finden. Die oberflächennahen Schwankungen resultieren aus einer ungleichmäßigen Durchfeuchtung und unterschiedlich zusammengesetzten Bodenpartien (Auffüllungen, Gebäudereste). Im Querschnitt verzeichnete Anomalien setzen sich gegenüber der Umgebung als Zonen mit ansteigendem spezifischem Widerstand ab. Die Anomalien lassen sich als Hohlräume, Zerrüttungszonen des vertikalen Hohlraumverbruchs oder Dolinenfüllungen interpretieren. Im Widerstandsprofil A ist im Bereich der Bohrung 10 "Ihmlingstraße" am Auslaugungshohlraum ein Maximum des spezifischen Widerstands zwischen 35 und 40 m u. GOK erkennbar. Darüber folgt eine Zone mit deutlich abfallendem spezifischem Widerstand. In dieser Tiefe befindet sich eine grundwasserführende Kiesschicht.

8.1.2 Seismische Verfahren

Bei Untersuchungen mit der **Reflexions- und Refraktionsseismik** laufen von einer seismischen Quelle (zum Beispiel Hammer, Fallgewicht oder kleine Sprengladung) angeregte Kompressions- oder Scherwellenimpulse mit einer materialabhängigen Geschwindigkeit durch den Untergrund (GGU 2001). Beim Übergang einer seismischen Welle in eine Schicht mit veränderten elastischen Eigenschaften wird diese reflektiert (zurückgeworfen) und refraktiert (gebrochen). Diese Wellen werden an der Geländeoberfläche mit Geophonen (Seismometer) entlang einer Profillinie oder einer flächigen Anordnung registriert und die Laufzeitunterschiede als Seismogramm aufgezeichnet. Die Genauigkeit der Tiefenangabe hängt in erster Linie von dem Geschwindigkeitskontrast an den Schichtgrenzen und der Materialinhomogenität ab.

In Stuttgart-Bad Cannstatt wurde ein reflexionsseismisches Profil entlang dem geoelektrischen Widerstandsprofil A aufgenommen (Profil C, Abbildung 8.2). Der erbohrte Auslaugungshohlraum war zur Zeit der Messung noch nicht verfüllt und zeichnete sich als Bereich mit eindeutig negativer Reflexionsamplitude (Abbildung 8.3) ab. In einer Profiltiefe von 5 m und 10 m südlich der Bohrung ist wie bei der Geoelektrik ein Anzeichen eines Hohlraums zu erkennen. Es handelt sich dabei vermutlich um einen alten Abwasserkanal. Weiterhin zeichnet sich der Erdfallschacht (Dolinenfüllung) nördlich der Bohrung 10 "Ihmlingstraße" gut im Seismogramm ab.

Von **Bohrlochseismik** (seismische Tomographie/Durchschallung) wird gesprochen, wenn sich die seismische Quelle im Unterschied zur Reflexions- und Refraktionsseismik in einem Bohrloch befindet. Die Geophone sind in einem zweiten Bohrloch (GAY & HENKE 1973) oder an der Geländeoberfläche angebracht. Bei der Bohrlochseismik wird aus dem Abstand von Impulsgeber zum Geophon eine normierte Laufzeit bestimmt. Die normierte Laufzeit gibt die Durchschnittsgeschwindigkeit der seismischen Welle in einem Meter an. Ein Vergleich mit den tatsächlichen Laufzeiten lässt eine Laufzeitverzögerung erkennen, die auf Hohlräume oder aufgelockerte Gebirgszonen hindeutet (WIECK 1992). In Stuttgart-Bad Cannstatt wurde im Senkungsgebiet Tarnowitzer Straße an vier Bohrungen eine seismische Durchschallung durchgeführt. Die Lage der Bohrungen und der Geophone ist aus Abbildung 8.4 ersichtlich. Der

Bereich der Bohrung 3 zeigt deutliche Laufzeitverzögerungen; hier sind Hohlräume oder Auflockerungszonen zu vermuten (WIECK 1992). Bestärkt wird diese Vermutung dadurch, dass an dem zu Bohrung 1 benachbarten Gebäude bereits Schäden durch Setzungen aufgetreten sind.

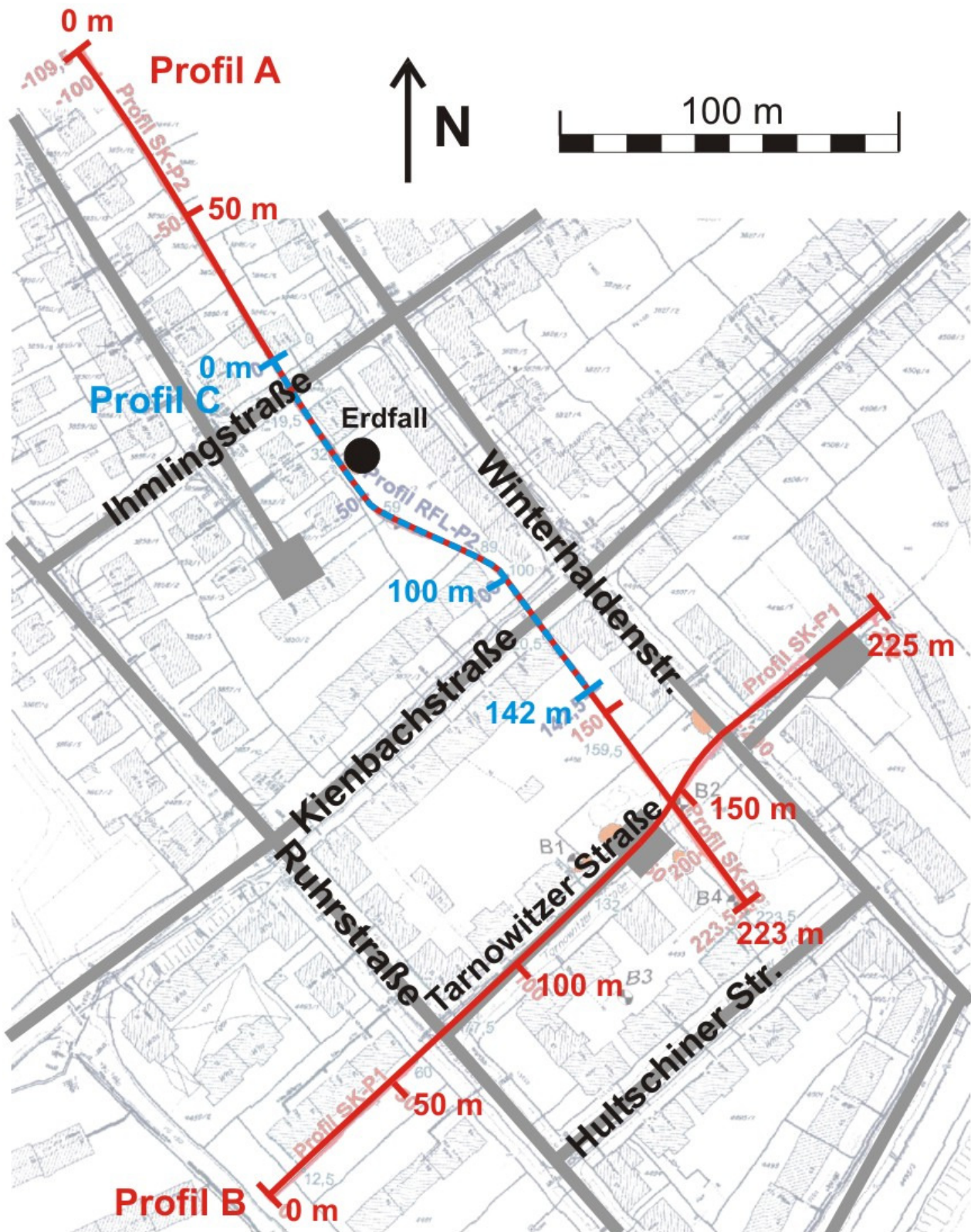


Abbildung 8.2: Verläufe der geoelektrischen Profile (A und B) und reflexions-seismischen Erkundung (Profil C).

Refraktorlinie aus refraktionsseismischer Interpretation mit Kompressionswellengeschwindigkeit:

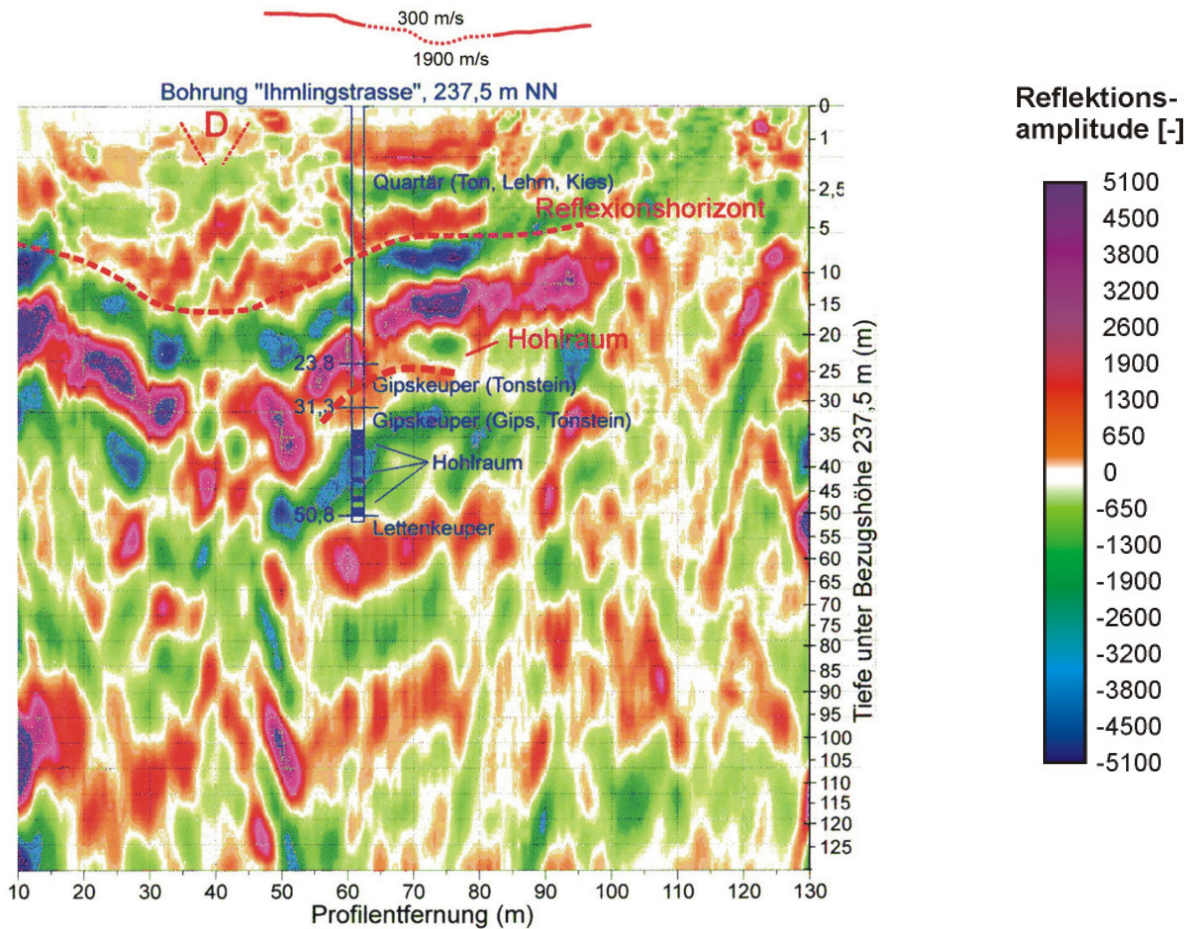


Abbildung 8.3: Ergebnis der reflexionsseismischen Erkundung entlang Profil C.

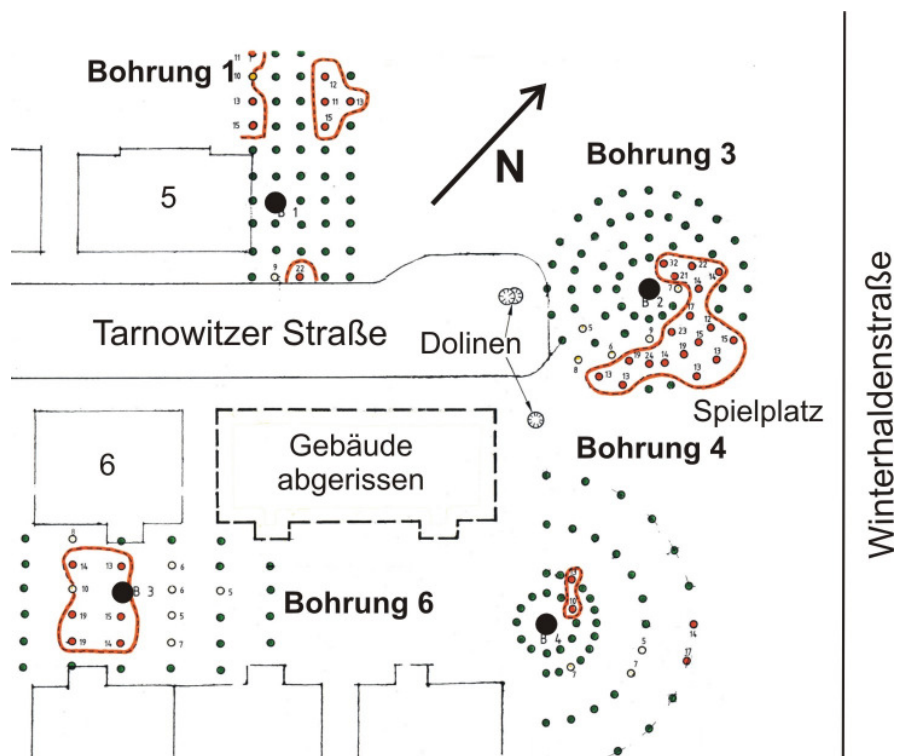


Abbildung 8.4: Ergebnisse der Bohrlochseismik in der Tarnowitzer Straße (WIECK 1992). An den rot umrandeten Messpunkten waren Laufzeitverzögerungen von über 10 % zu verzeichnen.

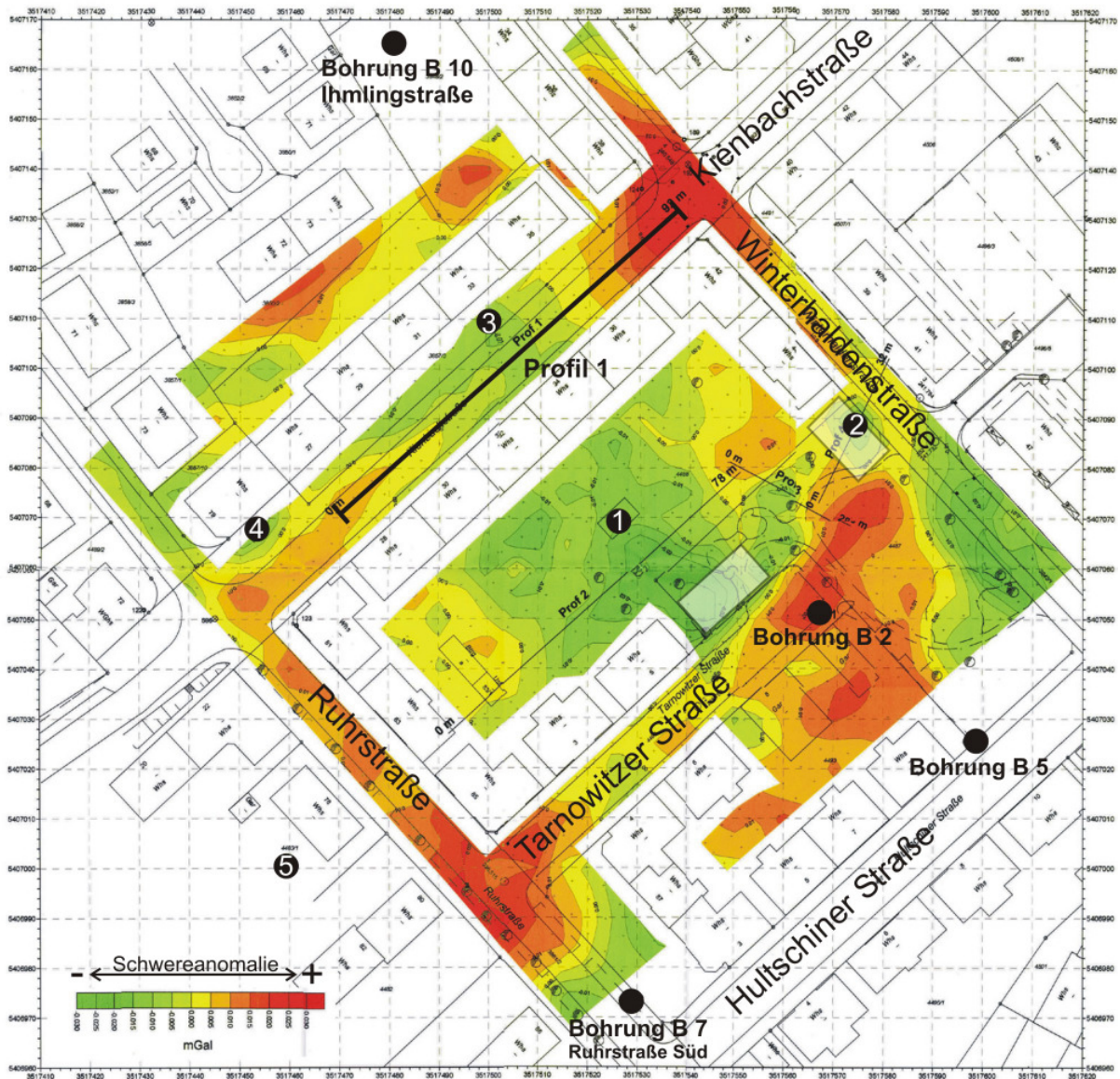
8.1.3 Mikrogravimetrie

Die Mikrogravimetrie ist ein Messverfahren, bei dem Unterschiede der Schwerebeschleunigung erfasst werden. Die Schweremessung erfolgt in einem quadratischen Messpunktnetz an eingemessenen Punkten. Die Ergebnisse der Messungen werden mit methodenspezifischer BOUGUER-, Freiluft- und Breitenreduktion auf ein einheitliches Tiefenniveau (Feldtransformation) abgeglichen. Ebenso ist eine urbanistische Korrektur für Störfelder von bestehenden Unterkellerungen einzubringen. Das Resultat dieses Verfahrens ist eine Schwerekarte (BOUGUER-Schwerewerte) oder eine Schwerekurve entlang einer Profillinie. Diese Erkundungsmethode liefert gute Ergebnisse, wenn die Dichteunterschiede groß sind und in geringer Tiefe liegen.

Ein mit Wasser oder Luft erfüllter Hohlraum stellt ein Massedefizit dar, das sich als Schwereminimum in der Schwerekarte abzeichnet. Mikrogravimetrische Messungen erlauben nach gebräuchlicher Meinung den sicheren Nachweis von Hohlräumen, wenn das Verhältnis des Durchmesser zur Mittelpunktstiefe nicht unter 1:3 liegt. Als Massedefizit zeichnen sich gleichfalls verfüllte Erdfallschächte, Zerrüttungs- und Auflockerungszonen im Fest- und Lockergestein infolge hochbrechender Hohlräume, wie auch an Verwerfungen gebundene Versatzzonen ab (GGD 2002).

Abbildung 8.5 zeigt die Schwerekarte im Bereich des Erdfallgebiets in der Tarnowitzer Straße und des Erdfalls "Ihmlingstraße". Im Zentrum des Untersuchungsgebietes ist ein Schwereminimum (grüne Farbtöne) gegeben, das für eine größere Tieflage der Festgesteinsoberkante oder mit Lockermaterial aufgefüllte Bereiche spricht. Im Norden, Osten und Südwesten befinden sich Schweremaxima (rote Farbtöne), die auf eine Hochlage der Festgesteinsoberkante, beziehungsweise des gewachsenen Untergrundes zurückzuführen sind (GGD 2002). Die Schwereminima im Bereich von Baulücken in der Tarnowitzer Straße und Winterhaldenstraße lassen auf erhaltene Kellerräume, gering verdichtete Verfüllungen oder lockere Versturzmassen schließen. Für das Schwereminimum beim Eckhaus Ruhrstraße 79 wird eine Abweichung von der durchschnittlich vorgegebenen Kellerhöhe von drei Meter angenommen, oder im Umfeld des Hauses lagert weniger dichtes Material. Ein Vergleich mit der dreidimensionalen Modellierung des Schwerfeldes ergab, dass ein in Frage kommendes Schwereminimum auf Hohlräume zwischen 5 bis 15 m Tiefe und ebenso auf eine dünne oder tiefgreifende Lockersedimentdecke zurückgeführt werden kann (Abbildung 8.6). Die Ausdehnung des fiktiven Hohlräume passt nicht in das geologische Erfahrungsbild und ist als Ursache für Störungen unwahrscheinlich. Ein zweiter Vergleich von gemessenen mit berechneten Schwerekurven zeigt, dass sich schlotförmige Hohlräume in den oberen 20 m durch Annäherung an eine berechnete Schwerekurve noch weniger nachweisen lassen. Die in 45 m Tiefe angetroffenen Hohlräume bei Bohrung B 7 "Ruhrstraße Süd" sind demnach gravimetrisch nicht nachweisbar.

Das Schwereminimum nördlich der Baulücke in der Tarnowitzer Straße wird nach den gravimetrischen Vergleichsrechnungen als eine trichterförmig ausgebildete Absenkung von Lockermaterialien, die einen tiefer angelegten Auslaugungsbereich überlagern, interpretiert (GGD 2002). Es werden weitere Kontrollbohrungen vorgeschlagen, um die Lagerungsverhältnisse innerhalb der Schwereminima zu bestätigen. Im einzelnen sind dies die in Abbildung 8.5 vermerkten Ansatzpunkte.



① Vorgeschlagener Ansatzpunkt für eine weitere Bohrung

□ Baulücken Tarnowitzer Straße und Winterhaldenstraße (abgebrochenes Gebäude)

Abbildung 8.5: Mikrogravimetrie; lokale Schwerekarte im Gebiet Tarnowitzer Straße. Die Messfeldfläche beträgt 1,7 ha, inklusive Bebauung.

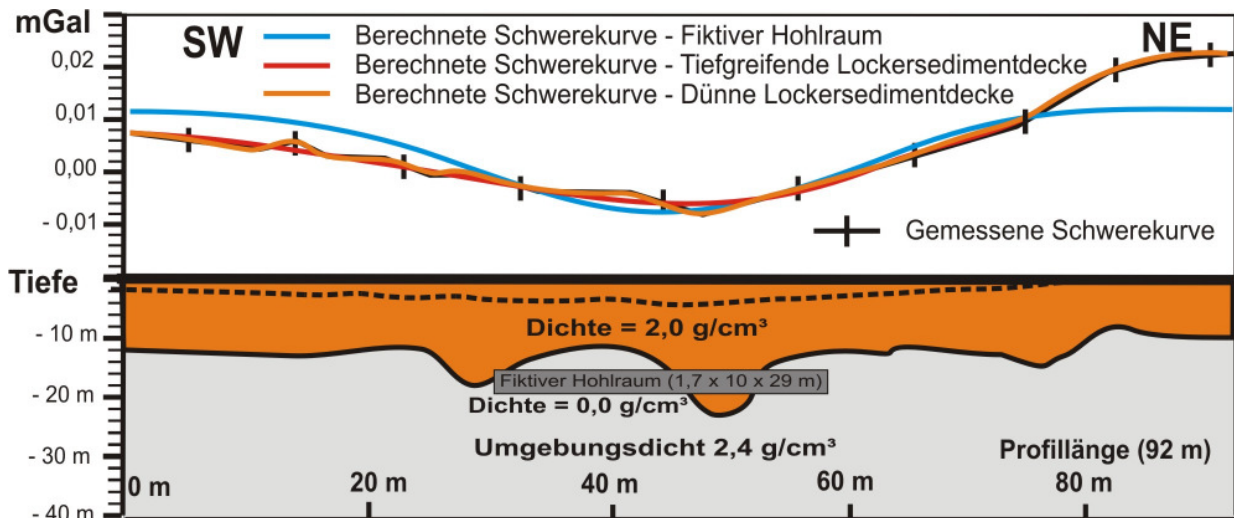


Abbildung 8.6: Gravimetrische Modellierung entlang Profil 1 (Verlauf siehe Abbildung 8.5).

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die oben angesprochenen geophysikalischen Methoden die linien- oder flächenhafte Darstellung der Untergrundverhältnisse ermöglichen. Die Interpretation der Messergebnisse setzt jedoch grundlegende Kenntnisse der Geologie, Lagerungsverhältnisse und Bodenparameter im Messfeld voraus. Im Umkehrschluss kann die Geophysik für die Referenzierung und Quantifizierung der Sondierergebnisse Ansatzpunkte für Kontrollbohrungen aufweisen. Ein Nachteil bei tiefer liegenden Auslaugungshohlräumen innerhalb der Grundgipsschichten ist die geringe Eindringtiefe zum Beispiel der Widerstandsgeoelektrik oder seismischer Verfahren bei geschilterter Messanordnung. Geophysikalische Verfahren sind vorrangig zum Auffinden seicht liegender Hohlräume und Auflockerungszonen geeignet.

8.2 Kernbohrung und Rammsondierung

Kernbohrungen nach DIN 4021 (1990) bieten die Möglichkeit, direkte Aufschlüsse zu erhalten. Sie liefern Informationen über die geologischen und hydrogeologischen Gegebenheiten und ermöglichen die Beprobung des Gesteins für weitergehende Untersuchungen. Bohrungen dienen der Referenzierung der geophysikalischen Daten. Wird ein Auslaugungshohlraum durchteuft, besteht die Möglichkeit, diesen mit Foto- und Fernsehsonde zu erkunden oder mit Sonar (Kapitel 8.3) zu vermessen.

Bei der **Rammsondierung** nach DIN 4094 (2001) wird der Widerstand des Bodens oder Lockergesteins gegen das Eintreiben eines Stabes mit kegelförmiger Spitze unter genormten Rammbedingungen mittels Anzahl der Schläge für je 10 cm Eindringtiefe (N_{10}) gemessen. Dies erlaubt eine indirekte Aussage über die Lagerungsdichte, beziehungsweise die Konsistenz der durchfahrenen Schichten, zu treffen. Die Rammsonde kann nicht in Festgesteine eindringen.

REY & SUDERLAU (1984) demonstrieren die Verwendung der leichten Rammsondierung als Nachweis oberflächennaher Hohlräume in bindigem Lockergestein (Löss) über ausgelaugtem Gips. Aufgrund der Ausbildung eines Entlastungsgewölbes über Hohlräumen ist mit einem verringerten Eindringwiderstand zu rechnen, wobei beim Durchfahren des Hohlraums dieser auf Null absinkt. Eine Testsondierung war erfolgreich, und eine Bohrung bestätigte einen Hohlraum in einer Tiefe von drei Metern.

Im Erdfallgebiet Stuttgart-Bad Cannstatt wurde die Methode der schweren Rammsondierung bei einer maximalen Eindringtiefe von 10 Meter verwendet, um nach Hohlräumen und Auflockerungszonen in der Umgebung des Erdfalls in der Ihmlingstraße zu suchen. Bei allen Sondierungen war eine zunehmende Festigkeit bei ansteigender Tiefe erkennbar (SMOLTZYK & PARTNER 2001). Für dieses Areal ist daher anzunehmen, dass keine Hohlräume aus den Grundgipsschichten vertikal in das quartäre Lockergestein verbrochen sind, oder sie befinden sich unterhalb der erreichbaren Eindringtiefe.

8.3 Sonarvermessung von Hohlräumen

Die Sonarvermessung (Echo-Log, Ultraschall- oder echometrische Hohlraumvermessung) ermöglicht die Hohlraumvermessung ausgehend von Bohrungen. Das Verfahren wird in erster Linie

bei der Vermessung von Solegewinnungs- und Speicherkavernen, sowie bei der Rekonstruktion von unzugänglichen Altbergbauen verwendet (HASSELKUS 2004). Die Hohlräume können mit Flüssigkeiten (Wasser, Sole, Brennstoffen) oder Gasen (Luft, Erdgas) erfüllt sein, wobei in gaserfüllten Hohlräumen eine Vermessung mit Laserstrahlen möglich ist.

Die nachfolgend wiedergegebene Erläuterung des Messverfahrens basiert auf HASSELKUS (2004). Mit der Messapparatur werden bei der Bohrloch- und Hohlraumbefahrung verschiedene Logs, unter anderem für Temperatur, natürliche Radioaktivität (Natural-Gamma-Ray) und Schallgeschwindigkeit aufgezeichnet. Die Ultraschallvermessung des Hohlraums erfolgt in definierten Tiefen anhand von Horizontal- und Vertikalschnitten (Abbildung 8.7). Die Orientierung der Sonde wird magnetisch oder mit einem Faserkreiselkompass gesteuert. Die Laufzeiten der Schallwellen zu den Messpunkten werden für das durchschallte Medium, gemäß der Kalibrierung aus den aufgezeichneten Logs, umgerechnet. Die Datenausgabe erfolgt in einem Echogramm mit allen reflektierten Signalzügen und einem Polardiagramm, das die Entfernungen der reflektierten Messpunkte gemäß der vorgegebenen Azimutrichtungen und des Neigungswinkels des Sondenkopfes enthält (vgl. Kapitel 6.1.2 und Anhang II).

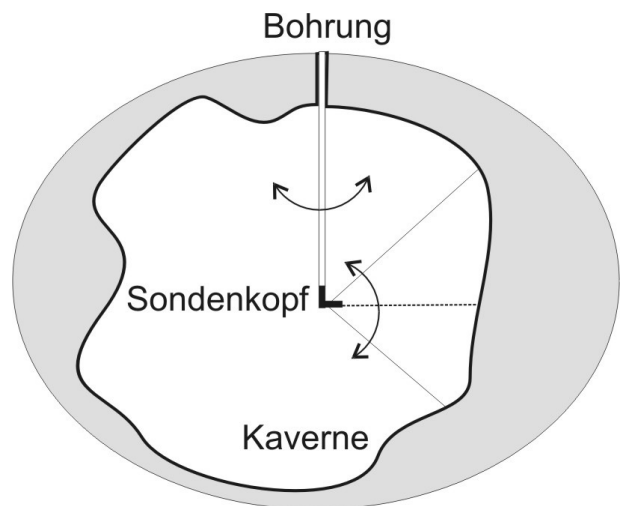


Abbildung 8.7: Prinzipskizze der Sonarvermessung.

9 Die Finite-Elemente-Methode

In diesem Kapitel werden die Grundlagen der Finite-Elemente-Methode (FEM) aufgezeigt. Es wird das elasto-plastische Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb vorgestellt und auf die Generierung der zweidimensionalen, axialsymmetrischen und dreidimensionalen Finite-Elemente-Netze eingegangen. Die Berechnung der numerischen Standsicherheit lässt sich mit zwei Methoden, der φ -c-Reduktion und der Schwerkraftbelastungs-Prozedur (*gravity loading*), durchführen. Ein Vergleich der Verfahren soll im sich anschließenden Kapitel 10 zeigen, welches für die Aufgabenstellung geeignet ist. Die Finite-Elemente-Berechnung sollen eine Bewertung der Gebirgsstabilität über dem Auslaugungshohlraum bis zum Einsetzen des vertikalen Verbruchs und der Erdfallbildung ergeben. Vorab ist anzumerken, dass die Finite-Elemente-Berechnungen idealisierte Zustände widerspiegeln, die sich an den Verhältnissen in Stuttgart-Bad Cannstatt orientieren.

Eingangs werden axialsymmetrische Finite-Elemente-Berechnungen zur Klärung der Einflüsse der Netzfeinheit, Netzgröße, Scherparameter, Dilatanz und Zugspannung auf die Standsicherheit durchgeführt. In diese Studie eingebunden ist eine Variation des Hohlraumradius und der Überdeckungsmächtigkeit. Im weiteren Fortgang der Arbeit werden mit axialsymmetrischen und dreidimensionalen Finite-Elemente-Netzen Berechnungsreihen durchgeführt, innerhalb derer die Überdeckungsmächtigkeit und die Hohlraumgeometrie variiert werden. Die Berechnungsreihen enthalten weiterhin Grundwasser und eine Lockergesteinsdecke. Diese Vorgehensweise erbringt eine weitere Annäherung an die Bedingungen im Arbeitsgebiet. Abschließend werden Finite-Elemente-Berechnungen an den in Stuttgart-Bad Cannstatt aufgezeichneten Daten des Auslaugungshohlraums unter Einbezug schichtspezifischer Bodenparameter unternommen. Zum Erstellen einer Finite-Elemente-Berechnung sind drei Teilinformationen (STEINBUCH 1998) wichtig:

- Die Beschreibung der inneren Struktur des Gebirges mit Spannungs- und Dehnungsbeziehungen, eingebunden in ein Stoffgesetz.
- Die Geometrie der Aufgabenstellung, um einen repräsentativen Querschnitt (Berechnungsausschnitt) zu erhalten.
- Bewerten der Randbedingungen, die den Einfluss der Diskretisierung, der Größe des Berechnungsausschnitts und der Bodenparameter auf das Rechenergebnis widerspiegeln.

Diese Punkte werden in den nachfolgenden Kapiteln eingehend behandelt und für die Aufgabenstellung dargelegt.

9.1 Grundlagen der Finite-Elemente-Methode

Die Finite-Elemente-Methode ist ein numerisches Berechnungsverfahren, das mit mathematischen Formulierungen eine Lösung technischer Aufgaben erbringen soll. Die zu berechnende Modellgeometrie wird für diesen Zweck in Teilgebiete (Elemente) mit endlicher (finiter) Größe aufgeteilt (BRINKGREVE 2003 a). Die der Finite-Elemente-Methode zugrundeliegenden mathematischen Denkansätze und Formulierungen reichen bis in die Mitte des 19. Jahrhunderts zurück. Die Möglichkeiten dieses Verfahrens können jedoch erst seit der Entwicklung des

Mikroprozessor-Rechners ausgeschöpft werden. Als ein Wegbereiter der Finite-Elemente-Methode gilt O. C. ZIENKIEWICZ. In seinem Lehrbuch *The finite element method* (1977) werden unterschiedlichste ingenieurwissenschaftliche Anwendungsmöglichkeiten und Ideen zur Bestimmung von Sicherheitsfaktoren aufgezeigt.

Die Aufgabenstellung wird mit dem Finite-Elemente-Computerprogramm PLAXIS bearbeitet. Für zweidimensionale und axialsymmetrische Berechnungen wird PLAXIS 2D V 8.2 (BRINGREVE 2003 a) verwendet. Die dreidimensionalen Berechnungen werden mit PLAXIS 3D Tunnel V 2.0 (BRINGREVE 2004) durchgeführt. Eine ausführliche Beschreibung der Finite-Elemente-Methode geben unter anderem STEINBUCH (1998) und POTTS & ZDRAVKOVIC (1999). Die Benennung der Geometrielemente und die Vorgehensweise bei der Generierung der Finite-Elemente-Netze richtet sich nach den Empfehlungen des Arbeitskreises *Numerik in der Geotechnik* (MEIBNER 1991).

9.2 Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb

Bei der Finite-Elemente-Methode wird das Verhalten des Gesteins über ein Stoffgesetz in die Berechnungen eingebunden. Das verwendete elasto-plastische Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb beinhaltet einen elastischen Verformungsanteil, der reversible (umkehrbare) Deformationen und einen plastischen Verformungsanteil, der irreversible (bleibende) Deformationen beschreibt. Die Bodenparameter Elastizitätsmodul und Querdehnungszahl beschreiben das elastische Verhalten und die effektive Kohäsion, der effektive Reibungswinkel sowie der Dilatanzwinkel geben das plastische Verhalten wieder. Beim Mohr-Coulomb'schen Stoffgesetz wird von einem homogenen Gebirgskörper mit isotropen Eigenschaften ausgegangen. Das verwendete Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb wird detailliert in VERMEER & DE BORST (1984) und BRINGREVE (2003 b) erläutert.

Ein elasto-plastisches Stoffgesetz wie das Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb ist geeignet, mit der Finite-Elemente-Methode Grenzlastbetrachtungen durchzuführen (VERMEER & VAN LANGEN 1989). Bei Grenzlastbetrachtungen werden die weniger bedeutenden Deformationen vor Erreichen des Bruchzustandes als linear-elastisch angenommen (Abbildung 9.1).

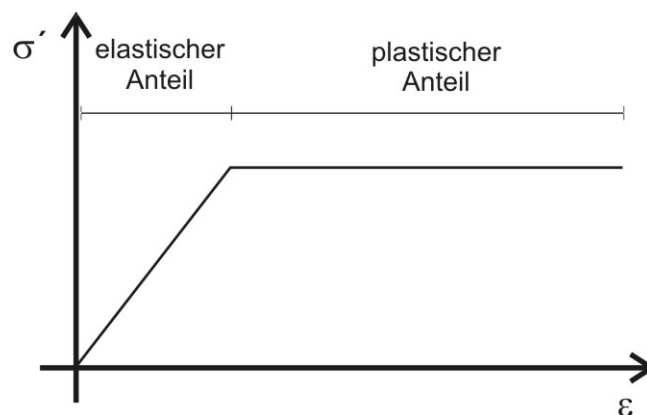


Abbildung 9.1: Grundvorstellung bei einem elastischen, perfekt plastischen Stoffgesetz (Mohr-Coulomb).

Die Dehnung ϵ und die Dehnungsrate werden grundlegend in einen plastischen (p) und einen elastischen (e) Anteil aufgegliedert. In Stoffgesetzen werden die Dehnungen häufig in Dehnungsraten $\dot{\epsilon}$ als zeitliche Ableitung von der Dehnung ϵ ausgedrückt.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (9.1) \quad \text{und} \quad \dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (9.2)$$

Für das isotrop linear-elastische Verhalten lautet das Hooke'sche Gesetz:

$$\dot{\sigma}' = D^e \dot{\varepsilon}^e \quad (9.3)$$

Wird Gleichung 9.2 in Gleichung 9.3 implementiert, ergibt sich folgende Beziehung:

$$\dot{\sigma}' = D^e (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p) \quad (9.4)$$

$\dot{\varepsilon}^p$ ist der plastische Anteil der Dehnungsrate $\dot{\varepsilon}$. In den Gleichungen 9.3 und 9.4 wird die Ratenschreibweise mit Punkten über den Vektoren verwendet, um anzuzeigen, dass es sich um Spannungsraten und Dehnungsraten handelt. D^e ist die elastische Steifigkeitsmatrix mit der Querdehnungszahl ν (POISSON-Zahl) und dem Elastizitätsmodul E als unabhängige Parameter.

$$D^e = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu \end{bmatrix} \quad (9.5)$$

Die Bestimmung der plastischen Dehnungsrate $\dot{\varepsilon}^p$ erfolgt über eine Fließregel mit dem plastischen Potential g :

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad \text{mit} \quad g = \tau^* - \sigma^* \sin \psi \quad (9.6)$$

Der plastische Multiplikator λ ist für reines elastisches Verhalten gleich Null und wird bei plastischem Verhalten positiv (BRINKGREVE 2003 b). Bei der graphischen Darstellung des Mohr'schen Spannungskreises ist τ^* der Radius und σ^* der Mittelpunkt (Abbildung 9.2).

$$\tau^* = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} \quad (9.7) \quad \text{und} \quad \sigma^* = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \quad (9.8)$$

Die Volumenänderungen aufgrund der plastischen Verformungen werden mit dem Dilatanzwinkel ψ beschrieben. Die plastischen Verformungen werden nach einer assoziierten oder einer nicht assoziierten Fließregel berücksichtigt (VERMEER & DE BORST 1984). Das assoziierte Materialverhalten ist gekennzeichnet durch einen Dilatanzwinkel, der gleich dem effektiven Reibungswinkel gesetzt wird. Die nicht assoziierte Fließregel ergibt für einen Dilatanzwinkel von $\psi < \varphi'$ eine Verringerung

der plastischen Volumenzunahme im Vergleich zum assoziierten Verhalten mit $\psi = \varphi'$. Die plastischen Verformungen sind volumenkonstant, wenn die plastische Volumendehnung bei einem Dilatanzwinkel von $\psi = 0^\circ$ gleich Null wird.

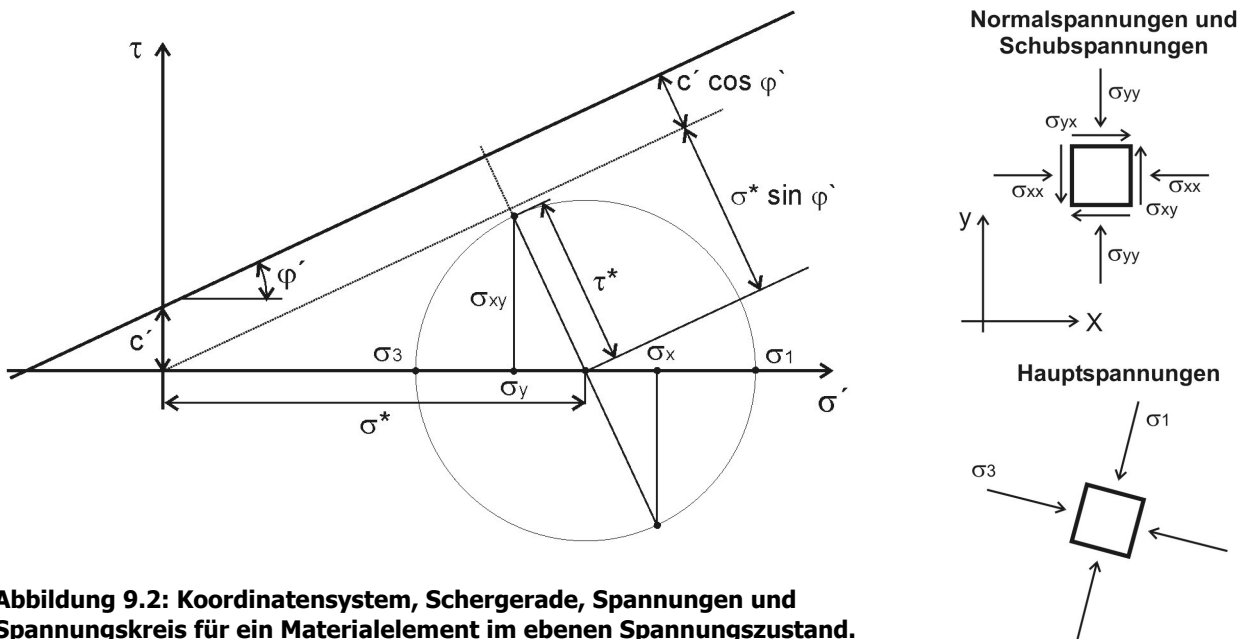


Abbildung 9.2: Koordinatensystem, Schergerade, Spannungen und Spannungskreis für ein Materialelement im ebenen Spannungszustand.

Aus Gleichung 9.4 und 9.7 ergeben sich die Spannungsraten zu:

$$\dot{\sigma}' = D^e \left(\dot{\epsilon} - \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \right) \quad (9.9)$$

Die Abgrenzung des elastischen Bereichs gegenüber dem plastischen Bereich geschieht über eine Fließfunktion f . Beim verwendeten Stoffgesetz beruht die Fließfunktion auf dem Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb (Abbildung 9.2), beschrieben mit der Formel:

$$\tau^* - \sigma^* \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0 \quad (9.10)$$

Zur Abgrenzung der elastischen und plastischen Dehnungsanteile wird Gleichung 9.10 wie folgt geschrieben:

$$f = \tau^* - (c' \cot \varphi' + \sigma^*) \sin \varphi' \quad (9.11)$$

Die Funktion f ist negativ für den Fall, dass der Mohr'sche Spannungskreis die Umhüllende nicht berührt. Nicht möglich sind Spannungszustände, bei denen der Spannungskreis die Umhüllende schneidet. Berührt der Spannungskreis die Umhüllende, tritt plastisches Fließen auf, und es entstehen plastische Verformungen.

Mit Hilfe der Fließfunktion f und der Konsistenzbedingung $\dot{f} = 0$ ist der Proportionalitätsfaktor λ ableitbar und kann der Anteil der plastischen Dehnungsänderung $\dot{\epsilon}^p$ bestimmt werden. Die Konsistenzbedingung ergibt sich mit Gleichung 9.9 zu:

$$\dot{f} = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} \dot{\sigma}' = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \left(\dot{\epsilon} - \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \right) = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \dot{\epsilon} - \lambda \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} = 0 \quad (9.12)$$

Der plastische Multiplikator λ ergibt sich hieraus als:

$$\lambda = \frac{\partial f^T D^e \dot{\epsilon}}{d \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'}} \quad \text{mit } d = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (9.13)$$

Die Mohr-Coulomb'sche Fließbedingung ist eine Erweiterung des Coulomb'schen Reibungsgesetzes für den dreidimensionalen Hauptspannungszustand in jeder Ebene innerhalb eines Materialelementes.

Die Fließfunktionen ergeben im Hauptspannungsraum $\sigma'_1 > \sigma'_2 > \sigma'_3$ eine hexagonale Pyramide (*principal stress space*) mit $\sigma'_1 = \sigma^* + \tau^*$ (9.14) für die größte Hauptspannung und $\sigma'_3 = \sigma^* - \tau^*$ (9.15) für die kleinste Hauptspannung (Abbildung 9.3). Durch Einsetzen der Formulierungen 9.13 und 9.14 in die Gleichung 9.11 ergibt sich die Fließfunktion (BRINKGREVE 2003 b) zu:

$$f = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_1) - \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0 \quad (9.16)$$

Die Fließfunktion, erweitert auf die drei Hauptspannungsrichtungen, ergibt sechs Formulierungen (9.17 bis 9.22). Die Fließfunktion ist eine Fläche im von den Hauptspannungen aufgespannten Raum (Abbildung 9.3).

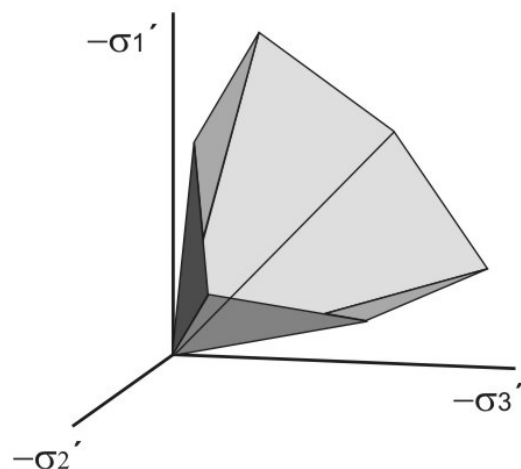


Abbildung 9.3: Mohr-Coulomb'schen Fließfunktionen in den Hauptspannungsrichtungen.

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (9.17)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (9.18)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (9.19)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (9.20)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (9.21)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (9.22)$$

Zur Beschreibung des plastischen Potentials g werden sechs weitere Funktionen (9.23 bis 9.28) definiert.

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (9.23)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \quad (9.24)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \quad (9.25)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (9.26)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \quad (9.27)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi \quad (9.28)$$

Für $c' > 0$ erlaubt das Mohr-Coulomb'sche Stoffgesetz Zugspannungen, die mit zunehmender Kohäsion ansteigen. Böden sind für gewöhnlich nicht in der Lage, Zugspannungen aufzunehmen, daher werden diese durch eine weitere Fließfläche (*tension cut off*) ausgeschlossen (siehe Kapitel 11.5 *Einfluss der Zugspannung*).

9.3 Verwendete Bodenparameter

Die Bodenparameter der Gipskeupergesteine für diese Studie beruhen auf verschiedenen Datensätzen. Im Rahmen eines Untersuchungsprogramms im Wagenburgtunnel wurden in den siebziger Jahren Gesteinsproben entnommen und die Gebirgskenngrößen der Sulfatgesteine anhand von Triaxialversuch ermittelt (HENKE, Kaiser & NAGEL 1975). Ein im Auftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft am Institut für Grundbau und Bodenmechanik (Universität Stuttgart) erstellter Bericht enthält mineralogische Untersuchungen und geomechanische Daten der Gipskeupergesteine (SMOLTZYK & MAJCHRZYK 1986). Anhand der geologisch-geotechnischen Profilaufnahmen im Umfeld des in dieser Arbeit untersuchten Erdfalls wurden vom Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB) den jeweiligen Schichtgliedern Kennwerte zugewiesen (mündliche Mitteilung ROGOWSKI 2004). Proben der Bohrung B 22 "Landeskriminalamt" (siehe

Anhang III) wurden Einaxial- und Triaxialversuche unterzogen (VERMEER & ZWESCHPER 2004). Eine Übersicht der Bodenparameter wird in Tabelle 9.1 gegeben.

Tabelle 9.1: Bodenparameter nach A) LGRB, B) HENKE, KAISER & NAGEL (1975), C) SMOLTczyk & MAJCHRZYK (1986) und D) VERMEER & ZWESCHPER (2004).

Keuperfestgesteine		Wichte γ [kN/m ³]	Elastizitätsmodul E [$\cdot 10^3$ kN/m ²]	Querdehnungs- zahl ν [-]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Reibungswinkel ϕ' [°]
A	Grundgipsschichten (unten)	23	40	0,3	40	27,5
A	Grundgipsschichten (oben)	23	40	0,3-0,35	40	27,5
A	Bochinger-Horizont	22	25-30	0,35	25-30	27,5
B	Tongestein (1) (0 – 20 % Sulfatgehalt)	- ¹	40 – 50	-	21	41,8
B	Sulfatgestein (1) (20 – 50 % Sulfatgehalt)	-		-	26,8	42,7
B	Sulfatgestein (1) (50 – 80 % Sulfatgehalt)	-		-	28,5	44,0
B	Sulfatgestein (1) (80 – 100 % Sulfatgehalt)	-		-	43,7	45,5
C	Grundgipsschichten	20,5	-	-	151,3 ² 98,9 ³	26,1 20,5
C	Dunkelrote Mergel	21,3	-	-	287,3 92,7	19,7 23,7
C	Mittlerer Gipshorizont	19,6	-	-	132,3 44,9	15,8 30,6
C	Grauer Estheriensichten	20,2	-	-	30,3 37,0	44,5 20,0
C	Schilfsandstein	21,2	-	-	139,0 144,0	25,8 23,0
D	Mergelschutt (Dunkelrote Mergel)	21,9 20,8	-	-	46 23,7	29,7 31,1
D	Dolomitsteinmergel (Bochinger-Horizont?)	21,1	$E_U^4 = 30 \text{ MN/m}^2$ $q_U^5 = 0,429 \text{ MN/m}^2$		-	-

Quartäre Lockergesteine		Wichte γ [kN/m ³]	Elastizitätsmodul E [$\cdot 10^3$ kN/m ²]	Querdehnungs- zahl ν [-]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Reibungswinkel ϕ' [°]
A	Fließerde	18-20	4-6	0,40-0,45	10	20-25
A	Umlagerungssediment	19	4-6	0,40-0,45	5-10	20-22,5
A	Flussschotter	21	60	0,35	10	35
A	Altwassersedimente	20	8	0,40	15-20	25

¹ Bei diesen Messungen wurde der Druckwinkel, der Winkel zwischen der Schichtung und der vertikalen Normalspannung, variiert. Aus diesen Ergebnissen wurde der Mittelwert gezogen.

² Probendurchmesser 10,0 cm

³ Probendurchmesser 3,6 cm

⁴ Steifemodul im eindimensionalen Kompressionsversuch

⁵ Einaxiale Druckfestigkeit



Abbildung 9.4: Bohrkerne aus den unausgelaugten Grundgipsschichten von Stuttgart-Bad Cannstatt. Das Sulfatgestein zeigt im markierten Bohrkernderschnitt örtlich geringe Spuren der Auslaugung.

Die Bodenparameter des Festgesteins und Lockergesteins sind an die aufgeführten Daten und deren Streubereich angelehnt und wurden wie in Tabelle 9.2 festgelegt. Für das Festgestein (Abbildung 9.4) ist ein insgesamt moderater Verwitterungszustand anzunehmen. Die Trockenwichte wurde bei den Berechnungen ohne Grundwasser zur Vereinfachung gleich der Feuchtwichte angenommen.

Tabelle 9.2: Verwendete Bodenparameter.

Gestein	Trocken/ Feuchtwichte γ_d [kN/m ³]	Elastizitätsmodul E [$\cdot 10^3$ kN/m ²]	Querdehnungs- zahl ν [-]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Reibungswinkel φ' [°]
Festgestein (Keupergesteine: Ton-, Mergel- & Sulfatgestein)	20	40	0,35	40	27,5
Lockergestein (Quartäre Überdeckung: Ton, Lehm & Kies)	20	10	0,35	10	27,5

9.4 Axialsymmetrische, zwei- und dreidimensionale Finite-Elemente-Netze

Der erste Schritt einer Analyse mit der Finite-Elemente-Methode ist das Übertragen der Aufgabenstellung in ein Finite-Elemente-Netz (FE-Netz) mit geeigneter Geometrie. Das reale System wird einer geometrischen Vereinfachung unterzogen, bei der auf Symmetrien und Hauptbeanspruchungsrichtungen zu achten ist. **Axialsymmetrische Finite-Elemente-Netze** werden bei Strukturen verwendet, die weitgehend einheitlich kreisrunde Grundrisse aufweisen. Im Querschnitt ist das zu erwartende Lastbild symmetrisch zur zentralen Achse (Abbildung 9.5).

Verformungen und Spannungszustände werden in allen radialen Richtungen als gleich angenommen. **Zweidimensionale Finite-Elemente-Netze** kommen zum Einsatz bei Strukturen, bei denen über eine ausreichende Strecke die Lasten und die Spannungen lotrecht auf der Querschnittsfläche stehen. Verschiebungen und Dehnungen in Richtung der z-Achse werden zu Null gesetzt, während Normalspannungen in Richtung der z-Achse in vollem Umfang berücksichtigt werden. **Dreidimensionale Finite-Elemente-Netze** beziehen Verschiebungen und Dehnungen in Richtung der z-Achse mit ein (BRINKGREVE 2003 a).

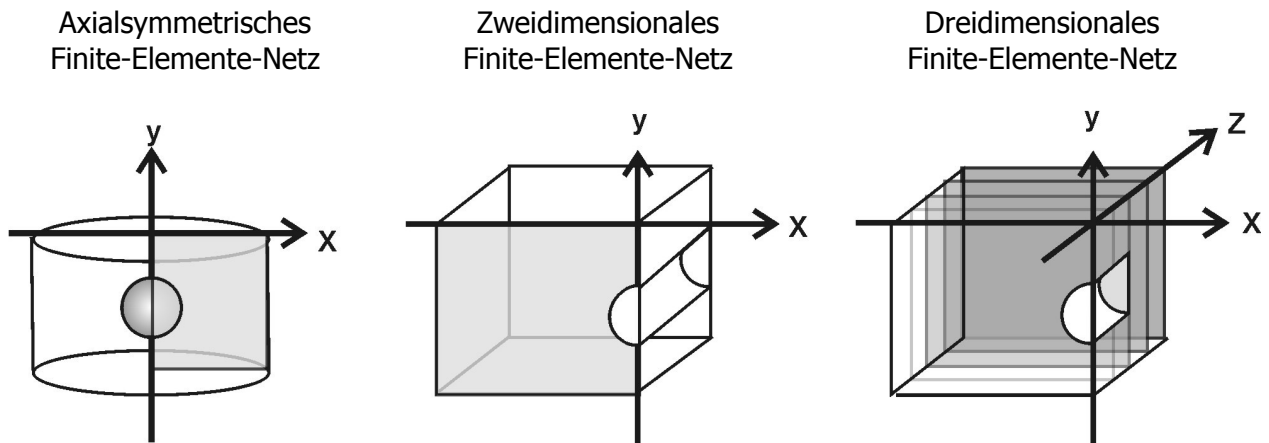


Abbildung 9.5: Geometrie der Finite-Elemente-Netze mit Berechnungsausschnitt und Koordinatensystem. Die y-Achse entspricht der Symmetrieachse.

Die **Abmessungen des Finite-Elemente-Netzes** werden in einer geeigneten Größe vorgegeben und diskretisiert. Anschließend werden die Abmessungen des **Berechnungsausschnitts** auf ihre Zulässigkeit hin überprüft, sowie die **Bodenparameter** und die **Hohlraumgeometrie** variiert. Die einzelnen Schritte werden in Kapitel 11.2 *Berechnungen mit axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netzen* und Kapitel 12 *Dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen* erörtert.

9.5 Die Finite-Elemente

Die üblichen Formen von Finite-Elementen sind Quadrate und Dreiecke. Das verwendete Computerprogramm PLAXIS 2D arbeitet bei zweidimensionalen und axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netzen mit Dreieckselementen (Abbildung 9.6). Das zweidimensionale Dreieckselement besitzt am Rand 6 oder 15 Elementknoten, die Verknüpfungspunkte der einzelnen Finite-Elemente darstellen. Für die Berechnung der Standsicherheit mit der ϕ -c-Reduktion werden bei axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netzen 15-knotige Dreieckselemente verwendet, da diese in bezug auf Genauigkeit und Abbildung der Spannungen bessere Ergebnisse liefern (BRINKGREVE 2003 a). Bei der dreidimensionalen Programmversion PLAXIS 3D werden 6-knotige Dreieckselemente verwendet. Die Dreiecke werden in Richtung der z-Achse durch eine Finite-Elemente-Netzebene zu einem Pentaederelement (dreieckigem Prisma) erweitert. Das Pentaederelement besitzt dann wiederum 15 Elementknoten und 6 Gauss'sche Spannungspunkte (Abbildung 9.6).

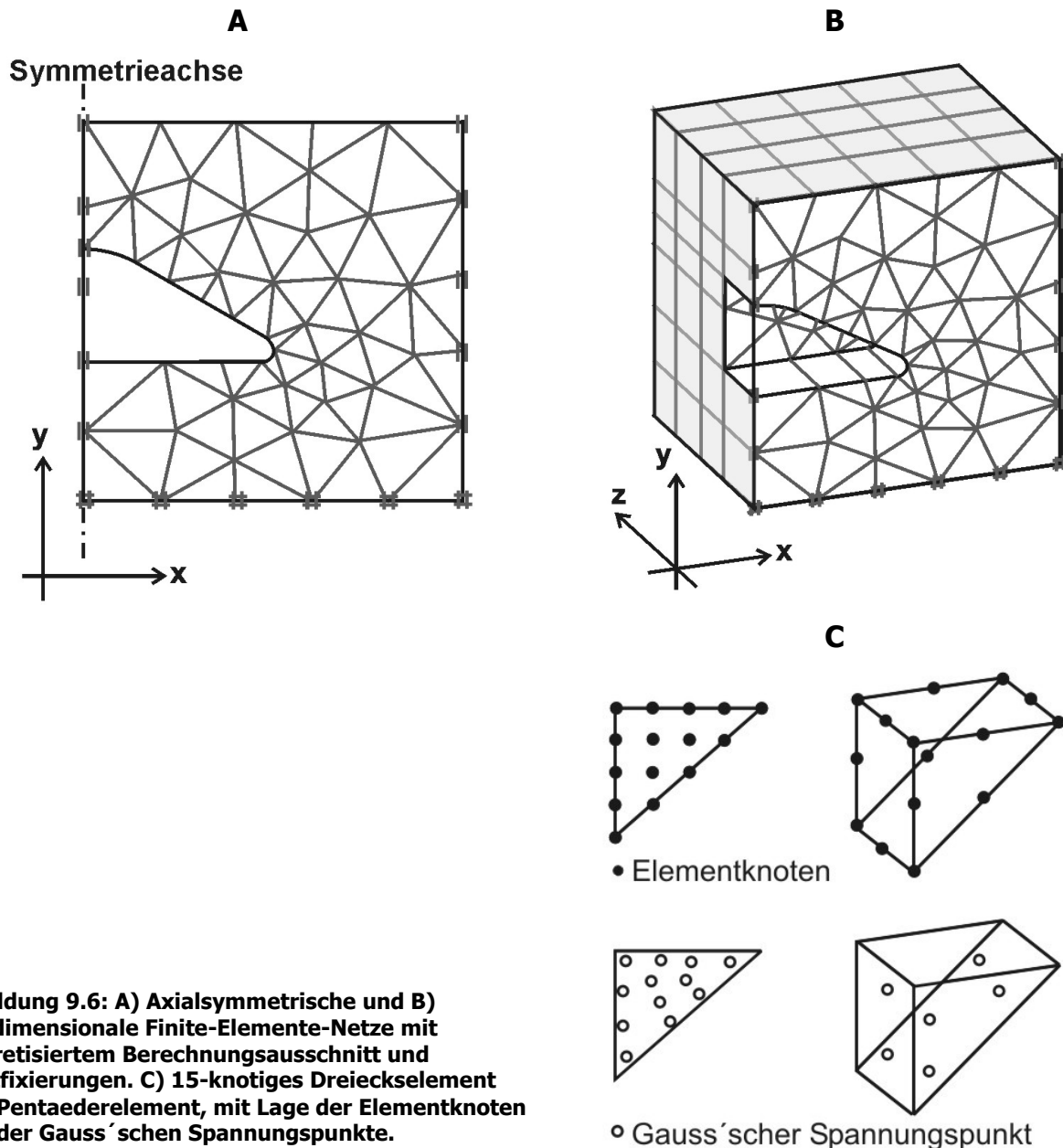


Abbildung 9.6: A) Axialsymmetrische und B) dreidimensionale Finite-Elemente-Netze mit diskretisiertem Berechnungsausschnitt und Gleitfixierungen. C) 15-knotiges Dreieckselement und Pentaederelement, mit Lage der Elementknoten und der Gauss'schen Spannungspunkte.

An den Elementknoten (Abbildung 9.6) werden Verschiebungen bestimmt. Durch Ansatzfunktionen werden die Verschiebungen innerhalb eines Elements aus bekannten Werten in der Knotenverschiebung interpoliert. Spannungen und Dehnungen werden an den Gauss'schen Spannungspunkten im Element berechnet. Beim 15-knotigen Dreieckselement erfolgt dies über insgesamt 12 Gauss'sche Spannungspunkte, an denen aus den Verschiebungsinkrementen über die mathematischen Ansatzfunktionen die Dehnungen ε (und Schubverzerrungen) im Element berechnet werden. Mit einem das Materialverhalten wiedergebenden Stoffgesetz lassen sich aus den Dehnungen in den Gauss'schen Spannungspunkten Spannungen σ' ermitteln (vgl. Kapitel 9.2).

Neben diesen konstitutiven Formulierungen müssen bei der Finite-Elemente-Methode noch Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sein. Die umfassende Formulierung der Ansatzfunktionen für 15-knotige Finite-Elemente und die Gleichgewichtsbedingungen finden sich in STEINBUCH (1998) und BATHE (2002).

9.6 Diskretisierung

Die Diskretisierung bezeichnet das Aufteilen des Berechnungsausschnitts in Finite-Elemente. Die Anordnung der Finite-Elemente auf dem Berechnungsausschnitt wird als **Finite-Elemente-Netz** (FE-Netz) bezeichnet. Wichtig für die Diskretisierung ist die **Netzfeinheit**, welche die **Elementanzahl** und die **mittlere Elementlänge** bestimmt. Über diese Kennzahlen wird die Rechengenauigkeit der Finite-Elemente-Netze festgelegt. Je größer die Elementanzahl, desto genauer wird das Ergebnis, wobei der zeitliche Aufwand der Berechnung anwächst. Es ist ein Kompromiss zu finden, bei dem das Finite-Elemente-Netz ein akzeptables Ergebnis liefert und der Rechenaufwand in einem vertretbaren Rahmen liegt.

Nach BRINGREVE (2003 a) ergibt sich die mittlere Elementlänge l_e eines Finite-Elemente-Netzes aus der ausgewählten Netzfeinheit n_c und den geometrischen Abmessungen zu:

$$l_e = \sqrt{\frac{b_n \cdot h_n}{n_c}} \quad (9.29)$$

l_e = Mittlere Elementlänge

n_c = Netzfeinheit

b_n = Netzbreite

h_n = Netzhöhe

Die Diskretisierung eines Finite-Elemente-Netzes mit einer Netzbreite von $b_n = 25$ m und einer Netzhöhe von $h_n = 50$ m ergibt bei einer mittleren Netzfeinheit mit $n_c = 100$ nach Gleichung 9.29 eine mittlere Elementlänge von $l_e = 3,5$ m. Um Standsicherheitsfaktoren akkurat zu berechnen, ist das hier definierte Finite-Elemente-Netz zu grob und muss weiter verfeinert werden. Wie sich verschiedene Netzfeinheiten auf den Standsicherheitsfaktor auswirken, wird in Kapitel 11.2.3 *Einfluss der Diskretisierung* aufgezeigt.

An den Rändern wird das Finite-Elemente-Netz, um den Charakter eines Kontinuums zu erhalten, mittels **Fixierungen** (*fixities*) begrenzt. An den Fixierungen werden Auflagerbedingungen festgelegt. Der Gebirgskörper erhält eine frei verschiebbare Oberfläche. Die seitlichen Netzränder erhalten horizontale Fixierungen, bei denen die Elementknoten nur in der Vertikalen verschiebbar sind. Die Elementknoten entlang dem unteren Netzrand sind unverschiebbar.

9.7 Primärspannungszustand

Der Primärspannungszustand gibt den durch die Schwerkraft erzeugten Verlauf der Initialspannungen wieder und stellt den Gleichgewichtszustand des ungestörten Gebirgskörpers dar (BRINGREVE 2004). Für den Idealfall eines homogen isotropen Materials lassen sich eine vertikale und eine horizontale Spannungskomponente unterscheiden. Diese stehen über den Koeffizienten des Erdruchdruckbeiwerts K_0 im Verhältnis zueinander. Ist kein Wasser im Gebirge vorhanden, sind die effektiven Spannungen σ' mit den totalen Spannungen σ gleichzusetzen. Die totale Spannung ergibt sich aus der Summe der effektiven Spannung σ' und dem hydrostatischen Druck u [kN/m^2] gemäß:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (9.30)$$

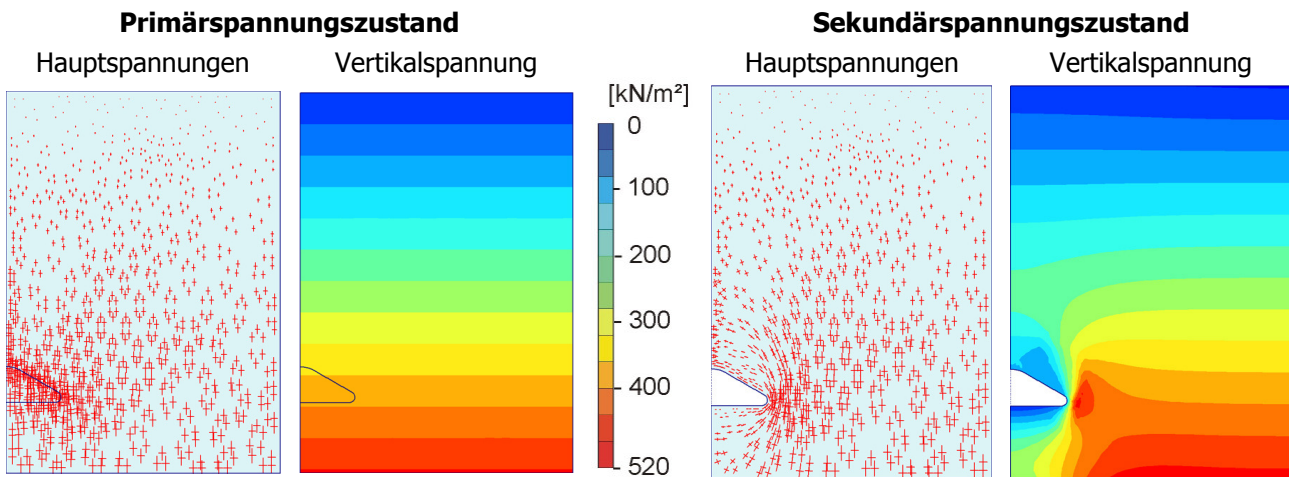


Abbildung 9.7: Effektive Hauptspannungen (*extreme mean stress*) als Kreuze, die den Verlauf und die relative Größe der Spannungen wiedergeben und Vertikalspannung als farbige Abstufungen. Nach der Hohlrumbildung sind am Hohlraumfirst und der Hohlraumsohle deutlich entlastete Zonen erkennbar.

In einem axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netz ergibt sich aus dem Eigengewicht des Gebirges die **vertikale Normalspannung** σ'_z [kN/m²], die mit zunehmender Tiefe ansteigt. Bei einer konstanten Bodenwichte γ [kN/m³] und einer Tiefenlage z [m] ergibt sich die vertikale Normalspannung zu:

$$\sigma'_z = \gamma \cdot z \quad (9.31)$$

Die **horizontalen Normalspannungen** σ'_x und σ'_y [kN/m²] ergeben sich aus:

$$\sigma'_x = \sigma'_y = K_0 \cdot \sigma'_z \quad (9.32)$$

Der Erdruchdruckbeiwert K_0 lässt sich aus der Querdehnungszahl ν (POISSON-Zahl) mit der Formel

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (9.33)$$

berechnen oder über Näherungsformeln für normal konsolidiertes Gebirge aus $K_0 \approx 1 - \sin \varphi$ und für überkonsolidiertes Gebirge aus $K_0 \cong K_0^{NC} \cdot \sqrt{\text{OCR}}$ bestimmen. Infolge der einaxialen Betrachtungsweise sind die Dehnungen in den horizontalen Richtungen gleich groß ($\varepsilon_y = \varepsilon_x$), und es gilt $\sigma'_y = \sigma'_x$.

Beim verwendeten Finite-Elemente-Computerprogramm wird die horizontale Normalspannung mit der Querdehnungszahl ν nach Gleichung 9.33 bestimmt. Für die Generierung des Primärspannungszustandes stehen zwei Varianten zur Verfügung, die Schwerkraftbelastungs-Prozedur (*gravity loading*) und die K_0 -Prozedur (*K₀-procedure*). Bei der Schwerkraftbelastungs-Prozedur erfährt der Gebirgskörper gemäß seiner definierten physikalischen Eigenschaften die Erdgravitation von 1 g. Abbildung 9.7 zeigt den nach diesem Verfahren generierten

Primärspannungszustand. Bei der K_0 -Prozedur ist es möglich, einen Wert für K_0 einzugeben (vgl. Kapitel 11.7).

9.8 Sekundärspannungszustand und Gewölbewirkung

Der Primärspannungszustand wird durch das Auffahren eines Tunnels oder Bergwerkstollens, vergleichbar der Bildung eines Auslaugungshohlraums, gestört. Analytische und numerische Berechnungen des Spannungszustandes um Hohlräume liegen unter anderem von TERZAGHI & RICHART (1952), KAMMERER (1962), KOWALSKI (1991) und THARP (2003) vor. Abbildung 9.7 zeigt die Vertikalspannungen vor und nach dem Ausbruch des Hohlraums. Das umlagernde Gestein muss zusätzlich die zuvor im Bereich des Hohlraums abgetragenen Vertikalspannungen aufnehmen. Die Vertikalspannung im Gebiet der Hohlraumlaibung steigt stark an, was dazu führen kann, dass die Gebirgsfestigkeit überschritten wird und das Gestein bergwärts verbricht. KAMMERER (1962) beschreibt den Verbruch der Hohlraumdecke ausgehend von den Spannungsspitzen in der Hohlraumlaibung (siehe Kapitel 4.1).

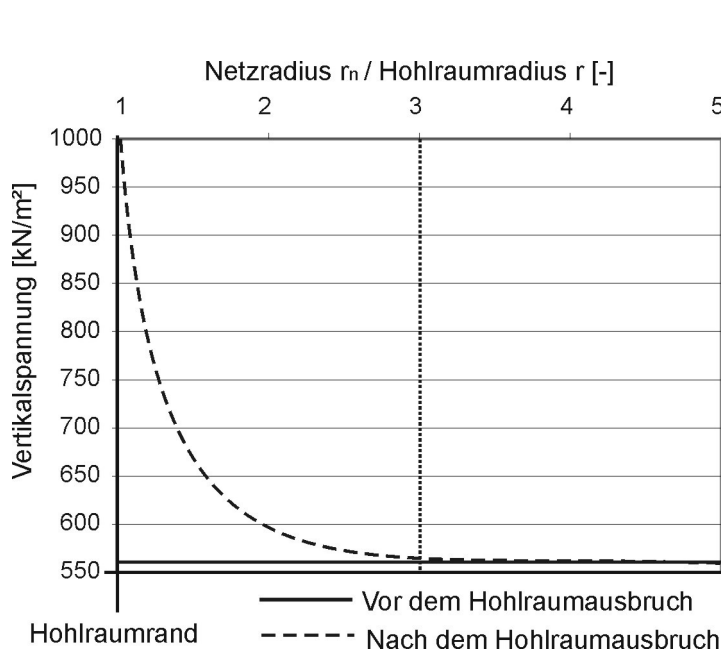


Abbildung 9.8: Vertikale Primär- und Sekundärspannungen aus der Finite-Elemente-Berechnung bei einer Überdeckung von 25 m. Der Hohlraumrand befindet sich bei einem normierten Abstand von 1.

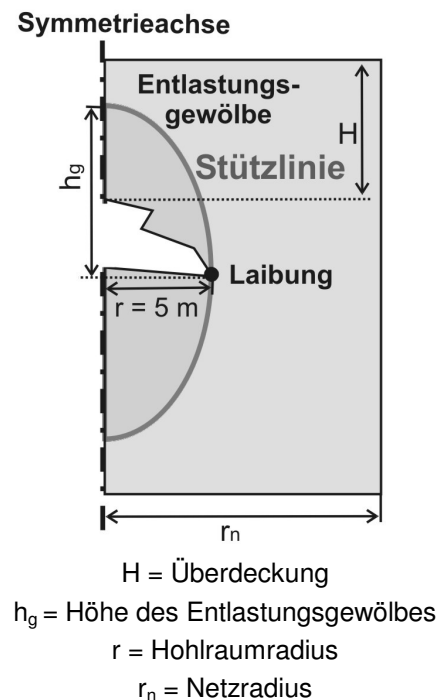


Abbildung 9.9: Berechnungsausschnitt des axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netzes.

In Abbildung 9.8 ist die Vertikalspannung in einem horizontalen Schnitt durch die Hohlraumlaibung als Funktion des Verhältnisses von Netradius r_n zu Hohlraumradius r dargestellt (vgl. Abbildung 9.9). Durch die Spannungsumlagerung in das umgebende Gebirge betragen die Vertikalspannungen ein Vielfaches der Primärspannungen im Bereich der Hohlraumlaibung. Die erhöhte Vertikalspannung erreicht annähernd, bei einem r_n/r -Verhältnis von drei, den Wert der primären Vertikalspannung. WITKE (1984) bestimmte nach einem analytischen Formelwerk, dass im Abstand des Hohlraumdurchmessers von der Hohlraumwand die vertikale Sekundärspannung nur noch 10 % von der primären Vertikalspannung abweicht. Die Spannungsumlagerung bewirkt am Hohlraumdach und respektive an der Hohlraumsohle eine konzentrische Zone, innerhalb derer

die Druckspannungen abgemindert sind; dies wird allgemein als natürliche Gewölbewirkung bezeichnet (siehe Abbildung 9.7).

Das **Entlastungsgewölbe** (*tension dome*) wird von der Stützlinie (*thrust line*) umrissen, entlang derer ausschließlich Druckspannungen und keine Biegemomente und Scherspannungen auftreten (SZÉCHY 1969). Das Entlastungsgewölbe weist bei einem homogenen isotropen Gebirge einen elliptischen Querschnitt auf (Abbildung 9.9). Das Ausmaß des oberhalb der Firste entlasteten Bereiches ist direkt vom Hohlraumradius abhängig (WITTKÉ 1984). WHITE (1988) gibt die Höhe des Gewölbes mit dem um 20 bis 30 % größeren Hohlraumdurchmesser an. Nach KOWALSKI (1991) ist die Höhe des Entlastungsgewölbes h_g umso größer, je größer die Querdehnungszahl ν , die Zugfestigkeit des Gebirges und der Hohlraumradius r sind. Mit zunehmender Tiefe z wird aufgrund des zunehmenden Überlagerungsdruckes die Höhe des Entlastungsgewölbes verringert. KOWALSKI (1991) beschreibt weiterhin bei überschrittener Scher- und Zugfestigkeit von Auslaugungshohlräumen den Verbruch des aufgelockerten Gesteins innerhalb der Entlastungszone am Hohlraumfirst.

Aus diesen Ausführungen ergeben sich Mindestanforderungen für die Größe des zu verwendenden Finite-Elemente-Netzes. Der Netradius muss mindestens dem dreifachen Hohlraumradius entsprechen, damit die Sekundärspannungen am Netzrand weitestgehend mit den Primärspannungen übereinstimmen. Die Überdeckung H muss aufgrund der Höhe des Entlastungsgewölbes h_g ausreichend groß gewählt werden. Legt man einen um 30 % vergrößerten Hohlraumdurchmesser für die Gewölbehöhe zugrunde, ist bei einem Auslaugungshohlraum mit einem Radius von $r = 5$ m eine Überdeckung H von mindestens 13 m notwendig.

9.9 Setzungen

Die Gebirgsmechanik im Umfeld von Tunneln, Stollen und Kavernen wird unter anderem von TERZAGHI & RICHART (1952), SAWIN (1961) und zusammenfassend von SZÉCHY (1969), MAIDL (1988) und WITTKÉ (1984) beschrieben. Zumeist wird der veränderte Spannungsverlauf im Locker- oder Festgestein während des Auffahrens eines Tunnels betrachtet, um aus der resultierenden Druckentlastung des Gebirges auf vertikale und horizontale Verschiebungen wie Firstsetzung, Sohlhebung, Ulmenversatz und Setzungen der Geländeoberfläche zu schließen. Der Spannungszustand des Gebirges ändert sich beim fortschreitenden Tunnelvortrieb zügig und führt zu "spontanen" Setzungen, die zu beherrschen sind und den Tunnelvortrieb und -ausbau bestimmen.

Die Bewertung der Setzung ist bei Auslaugungshohlräumen aufgrund deren Entstehung in geologischen Zeiträumen von geringer Bedeutung. Bei einem stabilen Auslaugungshohlraum sind an der Geländeoberfläche keine Setzungen zu erwarten. Ebenso zeichnet sich der vertikale Hohlraumverbruch, der letztlich zum Erdfall "Ihmlingstraße" führte, nicht durch eine frühzeitig erkennbare Senke an der Geländeoberfläche ab (mündliche Mitteilung ROGOWSKI 2005). In verschiedenen Erdfallregionen wird die Geländesetzung entlang von Bahnstrecken, Straßentrassen, Bauwerken und anderen Infrastruktureinrichtungen überwacht (REUTER et al. 1990).

10 Standsicherheitsbestimmung mit der Finite-Elemente-Methode

Bei geotechnischen Standsicherheitsproblemen können mittels verschiedener analytischer Methoden, wie zum Beispiel der Fellenius-Regel oder des Lamellen-Gleitkreisverfahrens, Standsicherheiten bestimmt werden. Ein zu erstellendes Bauwerk wird rechnerisch bestimmten Lasteinwirkungen ausgesetzt, denen es widerstehen muss. Hierbei werden die Lasten bis zum Erreichen der geforderten Werte erhöht. Dies sind ständige Lasten aus Gebirgsdruck und Eigengewicht des Bauwerks. Hinzu kommen Verkehrslasten, Winddruck, Wasserströmung oder Eispressung, sowie außergewöhnliche Belastungen aus Katastrophenfällen wie Sturm und Beschleunigungen aus Erdbebenwellen. Tritt bei der Berechnung ein Verbruch des Baugrunds auf, ist die Standsicherheit für diese Lastkombination nicht gegeben, und konstruktive Verbesserungen an der Bauwerkstruktur oder der Gründung sind erforderlich. Analog kann daher auch die Standsicherheit einer natürlichen Struktur bestimmt werden. Ein Auslaugungshohlraum ist im engeren Sinne mit einem Tunnel, einem Bergwerksstollen oder einer Kaverne vergleichbar.

Die numerischen Vorgehensweisen basieren auf analytischen Verfahren, die mit Hilfe implementierter Programmfunktionen durchgeführt werden. Die inkrementellen Berechnungsverfahren wie die **ϕ -c-Reduktion** (*ϕ -c-reduction*) und die **Schwerkraftbelastungs-Prozedur** (*gravity loading*) verändern schrittweise die Gebirgsparameter bis zum Eintreten des Versagenszustands. Im Folgenden werden die analytischen Grundlagen und die Verfahren selbst erläutert und auf ihre Anwendbarkeit hin geprüft. Die anschließende Frage ist, in wie weit sich Einflusskriterien, unter anderem die Abmessung des Finite-Elemente-Netzes, die Hohlraumgeometrie, die Bodenparameter oder die Zugspannungen auf den Wert der Standsicherheit auswirken. Dies wird eingehend in Kapitel 11 erörtert.

10.1 Fellenius-Regel

Die FELLENIUS-Regel ist eine vereinfachte Variante des Lamellen-Gleitkreisverfahrens. Die eigentliche Standsicherheitsberechnung basiert auf einem Vergleich des Mittelwerts der Scherfestigkeit τ_{fm} mit dem Mittelwert der Schubspannung τ_m entlang einer Bruchlinie mit der Länge l (FÖRSTER 1998). Diese allgemeingültige Vorgehensweise ist in der Geländebruchnorm DIN 4084 (1981) festgelegt. Am Beispiel eines Böschungsbruches (Abbildung 10.1) mit einer gekrümmten Bruchfläche zwischen den Punkten A und B wird dieser Zusammenhang mit der Gleichung 10.1 beschrieben:

$$\eta = \frac{\tau_{fm}}{\tau_m} = \frac{\frac{1}{l} \int_A^B \tau_{f(s)} ds}{\frac{1}{l} \int_A^B \tau_{(s)} ds} \quad (10.1)$$

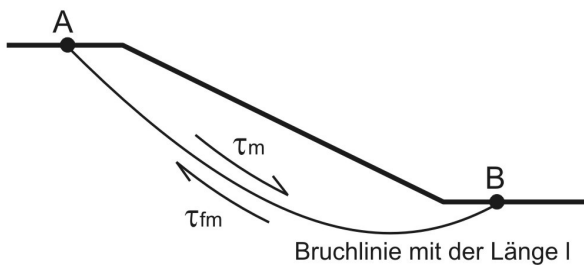


Abbildung 10.1: Spannungen und Festigkeiten beim Böschungsbruch entlang einer gekrümmten Bruchlinie.

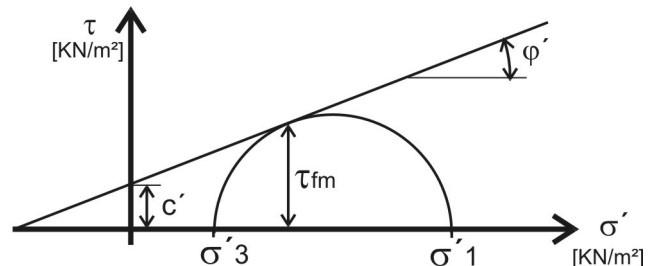


Abbildung 10.2: Spannungskreise im Bruchzustand. Die Coulomb'sche Umhüllende berührt die Schergerade.

Die Standsicherheit ist nach Gleichung 10.1 gegeben, wenn der Standsicherheitsfaktor $\eta > 1,0$ ist. Mit der Formel des Bruchkriteriums nach Mohr-Coulomb (Abbildung 10.2) erhält man den Mittelwert der Scherfestigkeit gemäß

$$\tau_{fm} = c' + \sigma'_m \tan \varphi' \quad (10.2)$$

und nach Gleichung 10.1 den Mittelwert der Schubspannung aus:

$$\tau_m = \sigma'_m \frac{\tan \varphi'}{\eta} + \frac{c'}{\eta} \quad (10.3)$$

Die mindestnotwendigen mittleren Festigkeitsparameter $\tan \varphi'$ und c' werden durch die Sicherheit dividiert. Für den Fall, dass man die Kohäsion gleich Null setzt und in Gleichung 10.3 den tatsächlich mobilisierten Reibungswinkel φ'_{mob} verwendet, erhält man den Mittelwert der Scherfestigkeit zu

$$\tau_m = \sigma'_m \tan \varphi'_{mob} \quad (10.4)$$

und Gleichung 10.1 geht über in:

$$\eta = \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi'_{mob}} \quad (10.5)$$

Aufgrund der unterschiedlichen Zuverlässigkeit bei der Bestimmung von Kohäsion und Reibungswinkel werden gegebenenfalls für die Festigkeitsparameter unterschiedliche Sicherheitsfaktoren η_c und η_φ festgelegt. Ausgehend von Gleichung 10.3 ergibt sich die mittlere Scherfestigkeit zu:

$$\tau_m = \frac{1}{\eta_\varphi} \left(\sigma'_m \cdot \tan \varphi' + \frac{\eta_\varphi}{\eta_c} c' \right) \quad (10.6)$$

10.2 φ -c-Reduktion

Die Bestimmung der Sicherheit nach der φ -c-Reduktion ähnelt den konventionellen Sicherheitsberechnungen mit Gleitkreisuntersuchungen (BRINKGREVE 2003 a) und ist heute eine in verschiedenen Finite-Elemente-Computerprogrammen implementierte Methode zur Bestimmung von Standsicherheiten. Die numerische Standsicherheitsberechnung mit der φ -c-Reduktion beruht auf der mathematischen Formulierung der im vorherigen Kapitel ausgeführten FELLENIUS-Regel.

Zum Bestimmen des Standsicherheitsfaktors η werden bei einem standsicheren Hohlraum die Scherfestigkeitsparameter des Gebirges, Kohäsion c' und der Tangens des Reibungswinkels φ' schrittweise und proportional zueinander bis zum Eintreten des Bruches verringert.

$$\text{Reduktionsfaktor} \quad R = \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi'_{\text{red}}} = \frac{c'}{c'_{\text{red}}} \quad (10.7)$$

Der Bruchzustand ist erreicht, wenn die Scherfestigkeit nicht mehr weiter verringert werden kann, um einen stabilen Gleichgewichtszustand zu halten. Der Reduktionsfaktor R geht im Bruchzustand in den Standsicherheitsfaktor η über.

Für den Bruchzustand lässt sich das Bruchkriterium nach MOHR-COULOMB in die Gleichung 10.7 einbeziehen. Nach BRINKGREVE & BAKKER (1991) wird der Standsicherheitsfaktor geschrieben als:

$$\text{Standsicherheitsfaktor} \quad \eta = \frac{\tau_f}{\tau_{\text{mob}}} = \frac{c' + \sigma' \tan \varphi'}{c'_{\text{mob}} + \sigma' \tan \varphi'_{\text{mob}}} \quad (10.8)$$

Um den Nachweis des Bruchzustandes zu erbringen, wird die Verformung im Verlauf der φ -c-Reduktion an einem über dem Hohlraumfirst positionierten **Kontrollpunkt** aufgezeichnet. Im Diagramm der Abbildung 10.3 ist die Verschiebung als Funktion des Reduktionsfaktors in einer Reduktions-Verschiebungs-Kurven abgebildet.

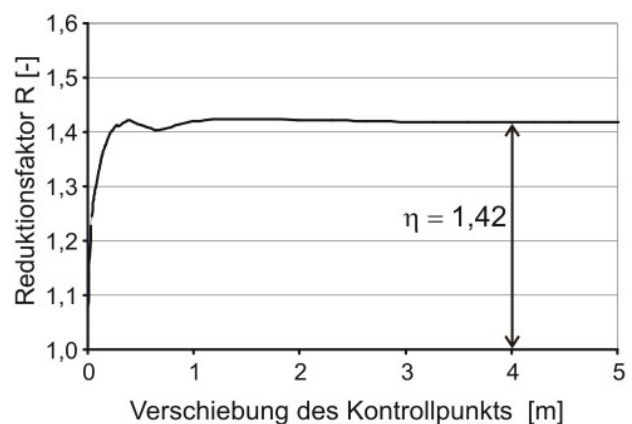


Abbildung 10.3: Akkurate Entwicklung des Reduktionsfaktors während der φ -c-Reduktion. Aufgezeichnet ist die Verschiebung des Kontrollpunkts am Hohlraumfirst.

Betrachtet man den Kurvenverlauf (Abbildung 10.3) im Detail, zeigt sich, dass zu Beginn der Berechnung der Reduktionsfaktor bei geringer Verschiebung stark zunimmt. Der anschließende oszillierende Kurvenverlauf weist auf den sich einstellenden Gleichgewichtszustand hin. Letztlich

nimmt die Kurve einen waagrechten Verlauf an. Dies zeigt an, dass ein gleichbleibender Spannungszustand gefunden wurde. Um den Gleichgewichtszustand zu halten, werden die reduzierten Werte der Scherparameter c'_{red} und $\tan \varphi'_{\text{red}}$ nicht mehr weiter verringert. Der Reduktionsfaktor R ist in diesem Kurvenabschnitt gleichzusetzen mit dem Standsicherheitsfaktor η . Weiterhin ergeben sich für die Verschiebung bei konstantem Reduktionsfaktor äußerst hohe Werte. Die Verschiebungen während der φ - c -Reduktion sind deshalb im Gegensatz zu anderen plastischen Berechnungsphasen nicht als absolute Werte zu betrachten. Allerdings erlaubt die Auswertung der inkrementellen Verschiebungen, neben den inkrementellen Schubverzerrungen, Rückschlüsse auf den Bruchmechanismus zu ziehen. Zur besseren Übersicht wird die Reduktions-Verschiebungskurve nur so weit abgebildet, bis sie einen eindeutigen horizontalen Verlauf annimmt. Zur eindeutigen Bestimmung des Standsicherheitsfaktors wird in dieser Arbeit diese Vorgehensweise in allen Finite-Elemente-Berechnungen angewandt.

Anmerkung zur φ - c -Reduktion: Die Standsicherheitsprozedur der φ - c -Reduktion beruht auf dem Konzept der "globalen" Standsicherheit, bei dem im gesamten Gebirgskörper, auch im geschichteten Gebirge, die Parameter c' und $\tan \varphi'$ reduziert werden. Beim schrittweisen vertikalen Verbruch wäre die lokale Standsicherheit innerhalb einer einzelnen Gesteinsschicht interessant. Manuell ist dies durchführbar, indem in einer Gesteinsschicht die Kohäsion bei verschiedenen Berechnungen stufenweise verringert wird (vgl. Kapitel 13.1.1, Berechnungsreihe 1a).

10.3 Schwerkraftbelastungs-Prozedur

Ein Standsicherheitsfaktor ist neben der φ - c -Reduktion mit der Schwerkraftbelastungs-Prozedur (*gravity loading*) kalkulierbar (BRINKGREVE 2003 a). Bei diesem Verfahren wird der Bodenkörper durch schrittweises Erhöhen des Eigengewichtes zum Bruch gebracht. Diese Vorgehensweise kann für sehr kohäsive Bodenkörper benutzt werden, jedoch nicht, wenn die Festigkeit von der Reibung dominiert wird (BRINKGREVE & BAKKER 1991).

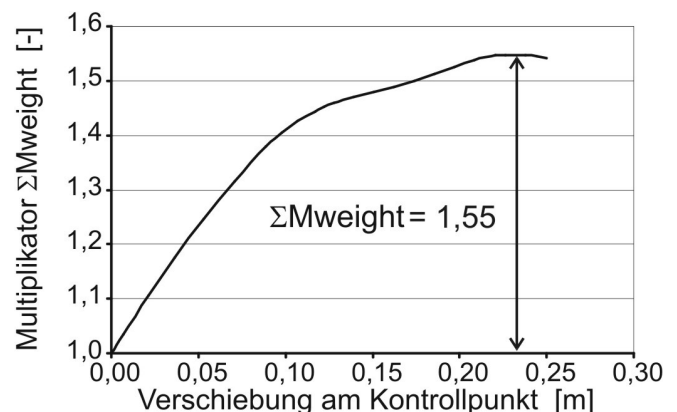


Abbildung 10.4: Last-Verschiebungskurve während der Schwerkraftbelastungs-Prozedur. Aufgezeichnet ist die Verschiebung am Kontrollpunkt im Hohlraumfirst.

Das Eigengewicht wird über den Multiplikator ΣM_{weight} (*total multiplier, loading factor*) gesteigert. Zur Kalkulation des Anfangsspannungsfeldes bei der K_0 -Prozedur wird $\Sigma M_{\text{weight}} = 1$ gesetzt, und der Gebirgskörper erfährt die Erdgravitation von 1 g. Um eine zusätzliche Gewichtsbelastung des Gebirgskörpers zu erreichen, wird $\Sigma M_{\text{weight}} > 1$ angenommen, und das Eigengewicht wird über

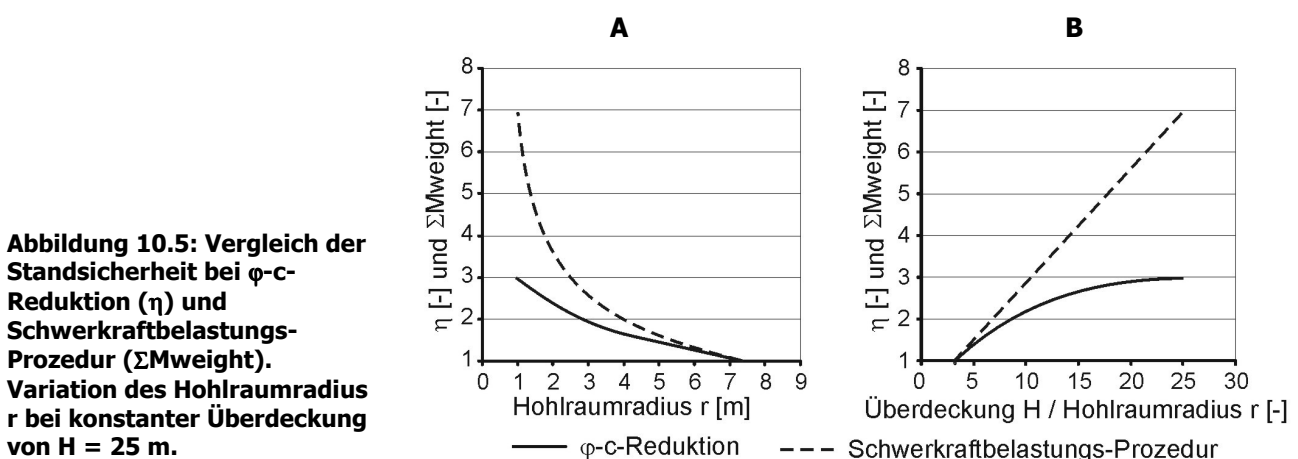
die vergrößerte Schwerkraft schrittweise erhöht. Ist der Eingabewert für $\Sigma Mweight$ groß genug gewählt, stellt sich der Versagenszustand vor Erreichen des maximalen Gewichtsinkrements ein. Der Ausgabewert für $\Sigma Mweight$ gibt den erreichten Wert des Gewichtsinkrements im Versagenszustand wieder.

Im Diagramm der Abbildung 10.4 ist der Kurvenverlauf des Multiplikators $\Sigma Mweight$ als Funktion der Verschiebung am Kontrollpunkt im Hohlraumfirst dargestellt. Am Startpunkt der Berechnung ist, ausgehend von den generierten Primärspannungen, $\Sigma Mweight = 1$. Um die dazugehörige Verschiebung zu beseitigen, wird die Verschiebung auf Null zurückgesetzt. Das zunehmende Eigengewicht führt zu Verformungen im Gestein. Der Betrag der Verschiebung ist gegenüber der ϕ - c -Reduktion gering, und eher im Rahmen dessen was in der Natur zu erwarten ist. Zuerst stellt sich ein gerader elastischer und anschließend ein gekrümmter plastischer Kurvenverlauf ein. Nach dem Scheitelpunkt bricht die Berechnung ab und das Gleichgewicht des Bruchzustands ist im Hochpunkt erreicht.

10.4 Vergleich der Methoden

Beide numerische Methoden zur Bestimmung von Standsicherheiten liefern einen globalen Standsicherheitsfaktor. In diesem Zusammenhang bedeutet "global", dass die Materialeigenschaften des Bodens gleichzeitig im kompletten Berechnungsausschnitt verändert werden. Die Methoden unterscheiden sich in punkto grundlegender Verfahrensweise, der sich abzeichnenden Bruchfigur im Gebirgskörper und der Größenordnung der Sicherheitsfaktoren.

Im Verlauf der ϕ - c -Reduktion werden die Parameter c' und $\tan \phi'$ schrittweise verringert. Bei der Schwerkraftbelastungs-Prozedur wird das Eigengewicht des Gebirges stufenweise erhöht und die Scherparameter bleiben unverändert. Der erreichte Multiplikator $\Sigma Mweight$ ist nicht mit dem Standsicherheitsfaktor η aus der ϕ - c -Reduktion gleichzusetzen (Abbildung 10.5).



Die Diagramme A und B der Abbildung 10.5 zeigen die Standsicherheitsfaktoren über dem Hohlraumradius r und dem H/r -Verhältnis aufgetragen. Der maximale Hohlraumradius im Festgestein (vgl. Kapitel 9.3) ist bei beiden Methoden mit einem Wert von $r_{max} \approx 7$ m identisch. Bei diesem Hohlraumradius wird der **Bruchzustand** mit einem η -Wert beziehungsweise $\Sigma Mweight$ -Wert von 1,0 erreicht. Das Diagramm A zeigt, besonders bei der Schwerkraftbelastungs-Prozedur,

dass die Standsicherheit bei kleiner werdenden Radien gegen unendlich strebt. Bei Diagramm B scheint sich die Standsicherheit der φ -c-Reduktion einem Grenzwert anzunähern. Daher sind die berechneten Sicherheiten nicht miteinander vergleichbar. Im Bruchzustand ergeben sich inkrementelle Schubverzerrungen (*incremental shear strains*) in unterschiedlichen räumlichen Orientierungen. Die inkrementellen Schubverzerrungen zeichnen die **Scherbänder** (Gleitflächen) nach, die den **Bruchkörper** (Bruchfigur) begrenzen.

Abbildung 10.6 zeigt die von inkrementellen Schubverzerrungen nachgezeichneten Scherbänder bei einer Überdeckung von $H = 25$ m und einem Hohlraumradius von $r = 5$ m. Bei beiden Methoden ist eine Spannungskonzentration an der Laibung zu erkennen; diese wird von KAMMERER (1962) als Ausgangspunkt des fortschreitenden Hochbrechens der Hohlraumdecke genannt.

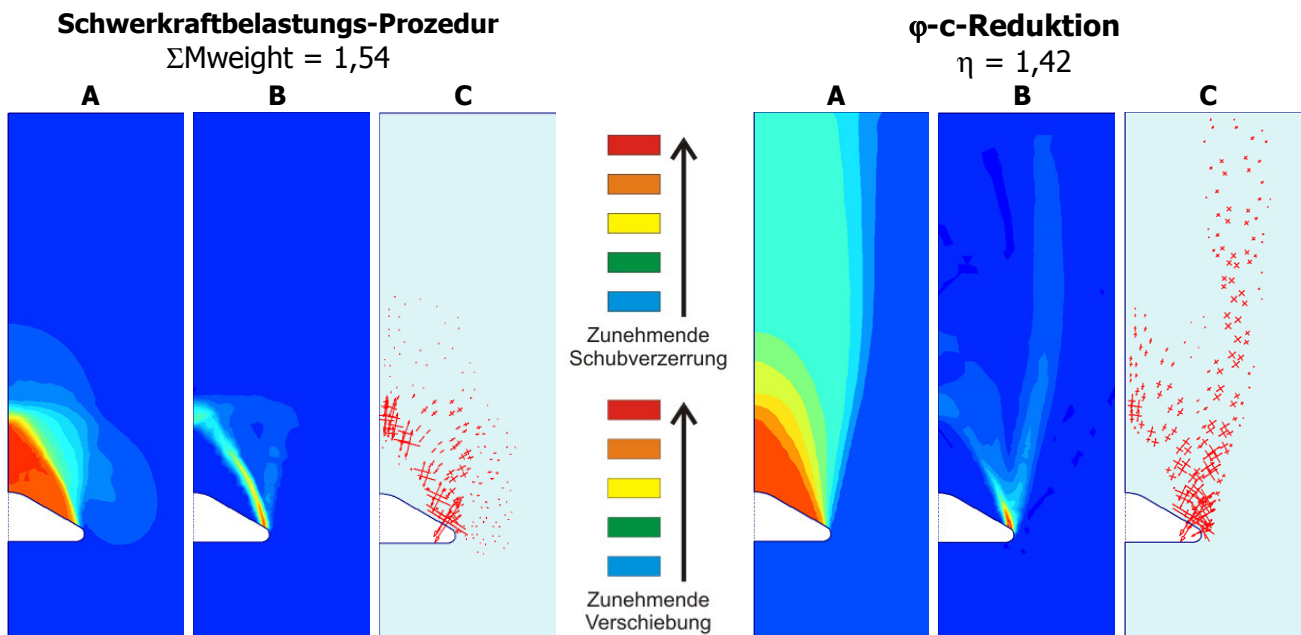


Abbildung 10.6: Dargestellt sind A) inkrementelle Verschiebungen als bunte Schattierungen, B) inkrementelle Schubverzerrungen als bunte Schattierungen und C) als Kreuze, die den Verlauf und die relative Größe der Spannungen wiedergeben (Berechnungsausschnitt verkleinert).

Bei der Schwerkraftbelastungs-Prozedur ist die Bruchfigur von einem Ellipsenquerschnitt umrissen und folgt der Stützlinie des natürlichen Gewölbes. Dies bedeutet, dass sich bei der Erhöhung des Eigengewichtes ein Gebirgskiel an der Hohlraumdecke löst und verbricht. Dieses Verbruchgewölbe zeichnet sich als inkrementelle Verschiebungen bei beiden Verfahren ab. Bei der φ -c-Reduktion zeichnen die inkrementellen Verschiebungen sowohl das ellipsenförmige Entlastungsgewölbe, als auch eine leicht gekrümmte Gleitfläche zur Geländeoberfläche nach. Die inkrementellen Verschiebungen sind bei der φ -c-Reduktion nicht als totale Beträge zu werten. Das Abbild der Verschiebungen beinhaltet einen relativen Informationsgehalt darüber in welchem Bereich die größten Verformungen zu erwarten sind. Im Verlauf der φ -c-Reduktion zeichnet sich der Bruchzustand bis zur Geländeoberfläche ab. Die Methode der Schwerkraftbelastungs-Prozedur, bei der sich ein Verbruch bis zur Geländeoberfläche nicht abzeichnet, wird im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter verwendet. Der Bruchmechanismus wird eingehender in Kapitel 11.4 behandelt.

Anmerkung zum Bruchzustand: Die φ -c-Reduktion, wie sie in den Kapiteln 11 bis 13 verwendet wird, liefert den Standsicherheitsfaktor η , der das Verhältnis der Eingabewerte der Scherparameter c' und $\tan \varphi'$ zu deren reduzierten Werten angibt. Die Eingabewerte müssten sich demnach um den Standsicherheitsfaktor η verringern, damit im Gestein über dem Hohlraum der Bruchzustand erlangt wird. Ebenso ergibt sich der Bruchzustand, indem die Hohlraumgeometrie weit genug vergrößert wird. Wird der Hohlraumradius r erweitert, ist bei einem Standsicherheitsfaktor von $\eta = 1,0$ der **maximale Hohlraumradius** r_{\max} erreicht. Exemplarisch ist dies für Hohlraumradien zwischen 1 und 7 Meter im Diagramm der Abbildung 10.7 dargestellt.

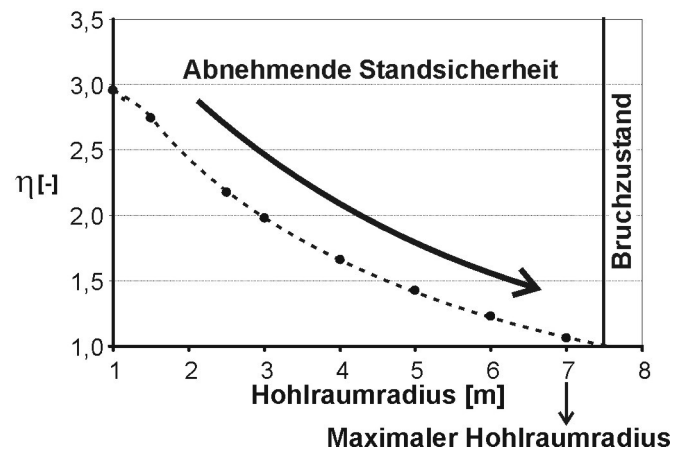


Abbildung 10.7: Standsicherheit und Hohlraumradius.

Die letzte Standsicherheitsbestimmung war bei einem Hohlraumradius von $r = 7,0$ m durchführbar und ergab einen Standsicherheitsfaktor von $\eta = 1,06$. Der Bruchzustand mit $\eta = 1,0$ wird bei einem Hohlraumradius von $r \geq 7,0$ m ($\approx 7,5$ m) erreicht. Um Ungenauigkeiten bei der Bestimmung des maximalen Hohlraumradius zu vermeiden, wird dieser gleich dem Radius gesetzt, bei dem noch ein Standsicherheitsfaktor von knapp über 1,0 berechenbar ist.

11 Axialsymmetrische Finite-Elemente-Berechnungen

11.1 Berechnungsversuche mit zweidimensionalen Finite-Elemente-Netzen

Die ersten Berechnungsversuche zur Ermittlung der Standsicherheit von Auslaugungshohlräumen wurden mit einem **zweidimensionalen Finite-Elemente-Netz** unternommen. Die Hohlraumgeometrie wurde nach den bekannten Hohlraumquerschnitten der Sonarvermessung des Auslaugungshohlraums "Ihmlingstraße" erstellt (siehe Abbildung 6.4). Verwendet wurde das Mohr-Coulomb'sche Stoffgesetz mit den Bodenparametern der einzelnen geologischen Einheiten (siehe Kapitel 9.3).

Die zweidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen (Abbildung 11.1) erbrachten keine Ergebnisse, da sich kein für die nachfolgende Standsicherheitsberechnung notwendiger statischer Gleichgewichtszustand während der Berechnungsphase des Hohlraumausbruchs einstellte. Ein Grund dürfte darin zu sehen sein, dass aus der ebenen Hohlraumkontur im dreidimensionalen Raum eine unendlich ausgedehnte "Tunnelröhre" wird, bei der sich die Gewölbewirkung nur in der Ebene des Berechnungsausschnitts einstellt, jedoch nicht senkrecht dazu. Eine weitere Ursache für das Scheitern dieses Ansatzes lag in der Tatsache begründet, dass der natürliche Hohlraumquerschnitt für die gegebenen Bodenparameter zu groß dimensioniert war.

Erst der Wechsel zu einem axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netz mit einer vereinfachten Hohlraumgeometrie (Kapitel 11.2.2) und idealisierten Bodenparametern erbrachte akzeptable Rechenergebnisse.

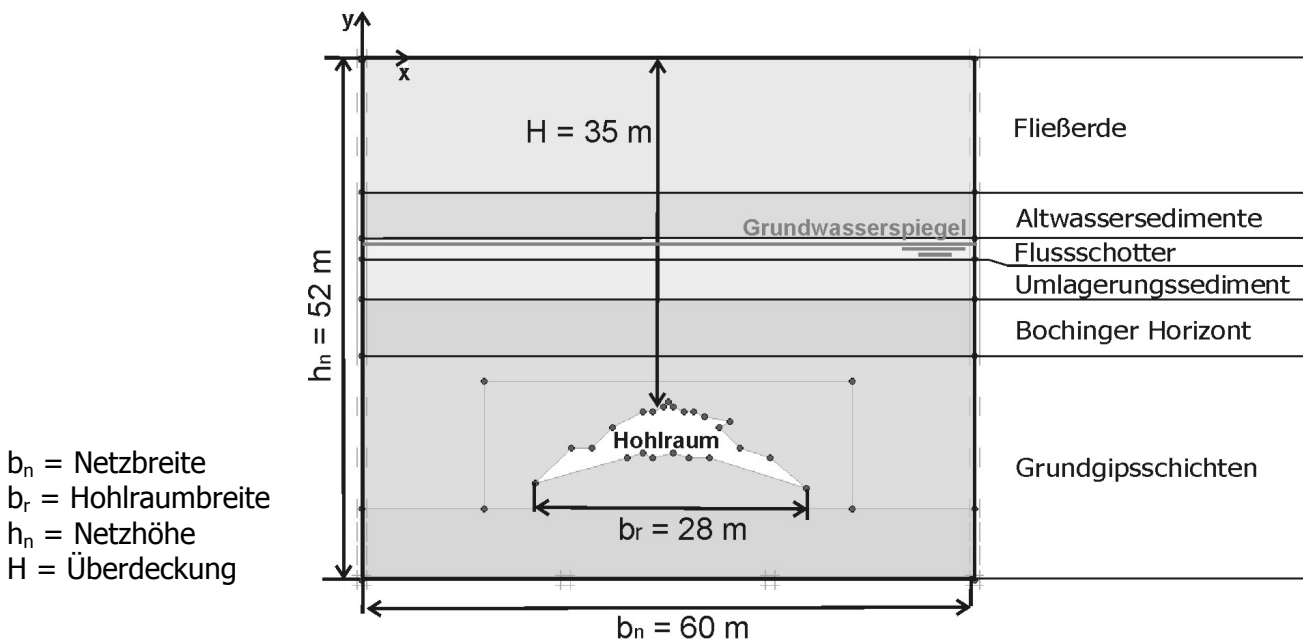


Abbildung 11.1: Berechnungsausschnitt einer zweidimensionalen Finite-Elemente-Berechnung am Auslaugungshohlraum "Ihmlingstraße".

11.2 Berechnungen mit axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netzen

Ein **axialsymmetrisches Finite-Elemente-Netz** liefert für die Fragestellung eine vereinfachte Annäherung an die natürlichen Verhältnisse, weil der Auslaugungshohlraum als geschlossene Hohlform abgebildet und berechnet wird. Angelehnt an die reale Situation in Stuttgart-Bad Cannstatt werden an idealisierten Finite-Elemente-Netzen Standsicherheitsberechnungen mit der φ - c -Reduktion durchgeführt, die einen allgemeingültigen Charakter besitzen sollen. Mit den axialsymmetrischen Berechnungen soll vorab geklärt werden, welche erforderliche Abmessung und Netzfeinheit die Finite-Elemente-Netze aufweisen müssen. Weiterhin soll die Abhängigkeit der Standsicherheit von den Scherparametern c' und φ' , der Zugspannung, der Dilatanz und des Erdrudrucks bewertet werden. Diese Vorgehensweise soll die Zuverlässigkeit und Genauigkeit der Finite-Elemente-Berechnungen sicherstellen, bevor aufwendige dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt werden. Dies trägt zugleich dazu bei, den Rechenaufwand in einem akzeptablen Umfang zu halten und erlaubt eine rasche Datenauswertung und -kontrolle. Das ausgearbeitete axialsymmetrische Finite-Elemente-Netz wird verwendet, um idealisierte Fallbeispiele mit Grundwasser und einer Lockergesteinsdecke zu berechnen. Abschließend wird das Fallbeispiel Stuttgart-Bad Cannstatt bearbeitet, und die Rechenergebnisse werden mit den idealisierten Fallbeispielen verglichen.

11.2.1 Einflusskriterien auf die Standsicherheitsberechnung

Grundlegend zu prüfende Einflusskriterien sind die Diskretisierung und Abmessung der Finite-Elemente-Netze. Es wird geklärt, in wieweit sich die im Mohr-Coulomb'schen Stoffgesetz verwendeten Bodenparameter und das Zugbruchkriterium auswirken. Anschließend wird die Beeinflussung der Standsicherheit durch die Hohlraumgeometrie und die Überdeckung untersucht. Die Überprüfung dieser Faktoren wird in den nachfolgenden Kapiteln aufgezeigt.

Für die Klärung der Einflusskriterien wird ein axialsymmetrisches Finite-Elemente-Netz erstellt. Der Berechnungsausschnitt muss groß genug gewählt werden, um eine feststellbare Beeinflussung des Rechenergebnisses zu vermeiden (MEIBNER 1991). Die Mindestgröße des Berechnungsausschnitts ergibt sich aus dem in Kapitel 9.8 aufgezeigten Spannungsverlauf nach der Hohlraumbildung.

Die Netzhöhe h_n ergibt sich aus der Überdeckung H plus der Hohlraumhöhe h und dem Sohlabstand S zwischen der Hohlraumsohle und der Netzunterkante. Die Überdeckung wird auf 25 m festgelegt, um sicherzustellen, dass sich ein Entlastungsgewölbe ungestört von der Geländeoberfläche ausbilden kann. Der Abstand zur Netzunterkante wird auf $S = 5$ m festgesetzt.

Der Netzhöhe r_n sollte nach den in Kapitel 9.8 unternommenen Betrachtungen mindestens den dreifachen Hohlraumradius r betragen. Übertragen auf einen Hohlraumradius zwischen 5 bis 7,5 m ergibt sich ein Netzhöhe von mindestens 15 bis 22,5 m. Im Folgenden wird der Netzhöhe auf 25 m festgelegt, um bei zunehmenden Hohlraumradien für die Spannungsumlagerung einen ausreichenden Abstand zum seitlichen Netzrand einzuhalten. In den Berechnungsausschnitt wird die idealisierte Hohlraumkontur (Kapitel 11.2.2) mit einem Hohlraumradius von $r = 5$ m und einer Hohlraumhöhe von $h = 3,5$ m eingesetzt. Die Abmessungen des Finite-Elemente-Netzes sind in Abbildung 11.2 dargestellt.

Für die Diskretisierung des definierten Berechnungsausschnitts wird ein grobes Finite-Elemente-Netz mit 124 15-knotigen Dreieckselementen verwendet. Die seitlichen Netzränder erhalten Fixierungen, die eine vertikale Bewegung des Gebirgskörpers erlauben. Am unteren Netzrand sind keine Bewegungen des Gebirgskörpers zugelassen. Der homogene Gebirgskörper erhält die Bodenparameter des Festgesteins (vgl. Kapitel 9.3) mit einer Wichte von $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, einem Elastizitätsmodul von $E = 40 \text{ MN/m}^2$, einer Querdehnungszahl $\nu = 0,35$, einer effektiven Kohäsion von $c' = 40 \text{ kN/m}^2$ und einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 27,5^\circ$.

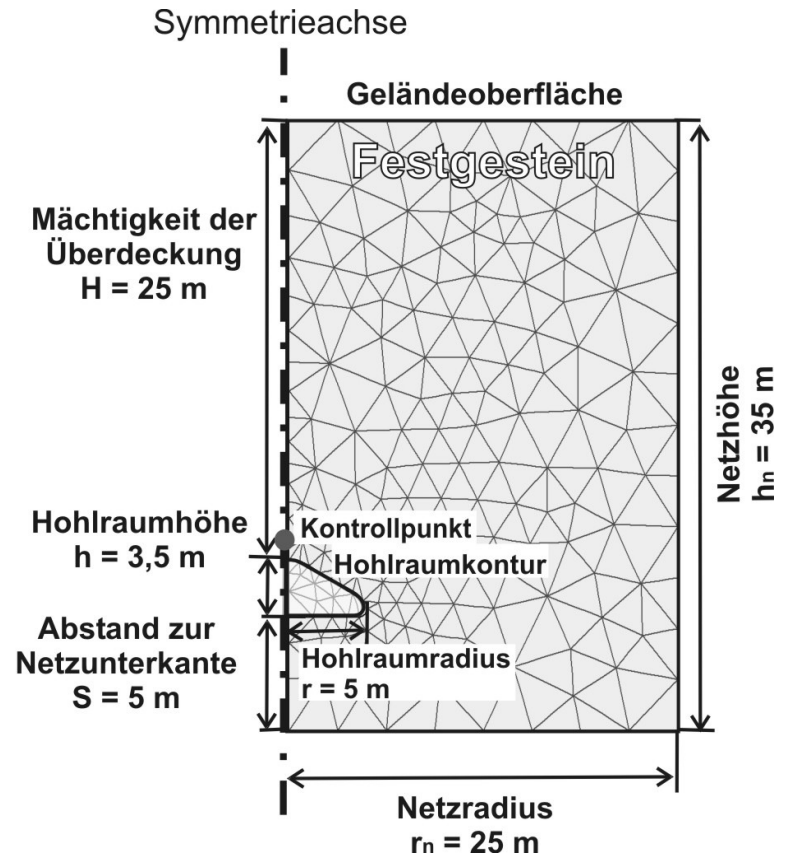


Abbildung 11.2: Abmessung des Berechnungsausschnitts beim axial-symmetrischen Finite-Elemente-Netz.

11.2.2 Idealisierte Hohlraumkontur

Die idealisierte **Hohlraumgeometrie** und **-kontur** für die axialsymmetrischen und dreidimensionalen Finite-Elemente-Netze wurden aus den Daten der Sonarvermessung des in Bohrung B 10 "Ihmlingstraße" angetroffenen Auslaugungshohlraums abgeleitet. Die graphische Darstellung (vgl. Kapitel 6.1.2) der Vertikal- und Horizontalschnitte enthält Informationen über die Gestalt der Hohlraumgeometrie und -kontur.

Die Auswertung der in verschiedenen Schnittlagen vorliegenden Vertikalschnitte ergibt eine kuppelförmige Hohlraumgeometrie mit einer Höhe von rund 7 Metern. Die Spannweite des Hohlraums beträgt in der Nord-Süd Richtung knapp 28 m und in West-Ost Richtung rund 12 m. Der Auslaugungshohlraum zeigt eine deutliche Auslenkung der **Hohlraumachsen** (vgl. Kapitel 12.2). Die Hohlraumgrundfläche wird vereinfacht als Ellipse dargestellt und die gesamte Hohlraumgeometrie als halbes Ellipsoid (Abbildung 11.3).

Der mittlere **Hohlraumradius** r des Auslaugungshohlraums lässt sich aus der maximalen **Hohlraumgrundfläche** von 228 m² zu 8,5 m errechnen. Der Hohlraumradius kann ebenso aus den Mittelwerten der einzelnen Hohlraumdurchmesser der Sonarvermessung zu 8,6 m bestimmt werden.

Bei den dreidimensionalen Finite-Elemente-Netzen wird die lange Halbachse der Ellipse als a und die kurze Halbachse als b bezeichnet (Abbildung 11.3). Das Halbachsenverhältnis a/b gibt die Längserstreckung des Hohlraums an. Ein Sonderfall ist das Halbachsenverhältnis $a/b = 1$, das beim axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netz einer kreisrunden Grundfläche mit dem Hohlraumradius r entspricht. Für ein Halbachsenverhältnis $a/b > 1$ gleicht der Hohlraumgrundriss einer Ellipse. Geht das Halbachsenverhältnis a/b gegen unendlich, wird die Grundfläche einer Rechteckform mit einer Hohlraumbreite von $b_r = 2b$ angenähert. Bei einer zweidimensionalen Finite-Elemente-Berechnung entspricht dies einem Tunnelquerschnitt mit dem Durchmesser von $2r$. Die **Überdeckung** H ist der lotrechte Abstand vom Hohlraumfirst zur Geländeoberfläche.

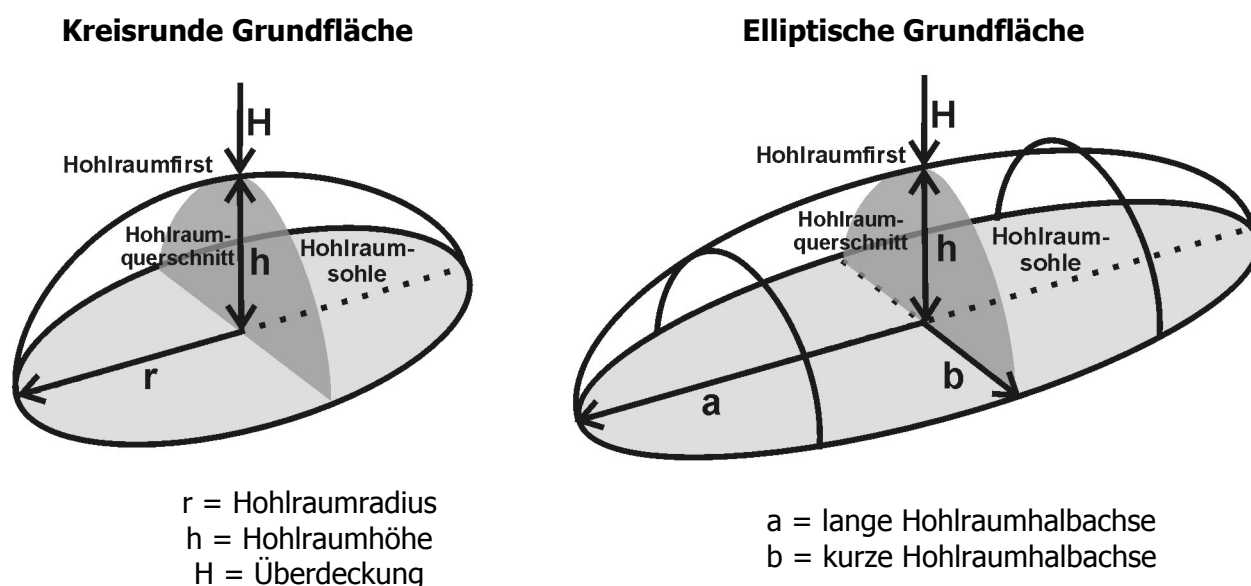


Abbildung 11.3: Idealisierte Darstellung der Hohlraumgeometrie.

Beim sonarvermessenen Auslaugungshohlraum wird die Hohlraumsohle von Gesteinsschutt bedeckt. Der **Schuttkegel** wird bei der Hohlraumkontur nicht berücksichtigt, da er keinen Einfluss auf die Standsicherheit hat. Für die Hohlraumsohle wird vereinfacht eine ebene Fläche angenommen. Es bleibt die Frage offen, welche geometrische Ausformung die Laibung tatsächlich bildet, da sie durch Verbruchmassen nicht erkennbar ist. Aufgrund der Druckentlastung wird das Gebirge am Hohlraumdach im Entlastungsgewölbe aufgelockert und unterhalb der Hohlraumsohle druckentlastet (KOWALSKI 1991). Die nachfolgenden Finite-Elemente-Berechnungen zeigen, dass die Zerrüttungszone unterhalb der Hohlraumsohle keinen Einfluss auf die Standsicherheit hat.

Die Hohlraumkontur wird maßgeblich vom Dachneigungswinkel und dem Hohlraumradius bestimmt. Für die Bestimmung des Dachneigungswinkels wurden die Querschnitte der Sonarvermessung ausgewertet. Der **Dachneigungswinkel** β ist der Winkel zwischen der Hohlraumdecke und der Horizontalen (Abbildung 11.5). Die tatsächliche Dachneigung ist nicht

konstant (vgl. Abbildung 6.4) und muss für die Studie als konstant angenommen werden. Der Dachneigungswinkel wird entlang der Hohlraumdecke in einem festgelegten Abstand, ausgehend vom Durchstichpunkt der Bohrung, gemessen (Abbildung 11.4). Die Ablesegenauigkeit der Winkelmessung beträgt $\pm 1^\circ$. Der Dachneigungswinkel zeigt ein Maximum in der Hohlraumlaibung von $\beta = 40^\circ$ und ein Minimum von $\beta = 0^\circ$ am Hohlraumfirst. Als Mittelwert der Messungen des Dachneigungswinkels ergibt sich ein Wert von 30° .

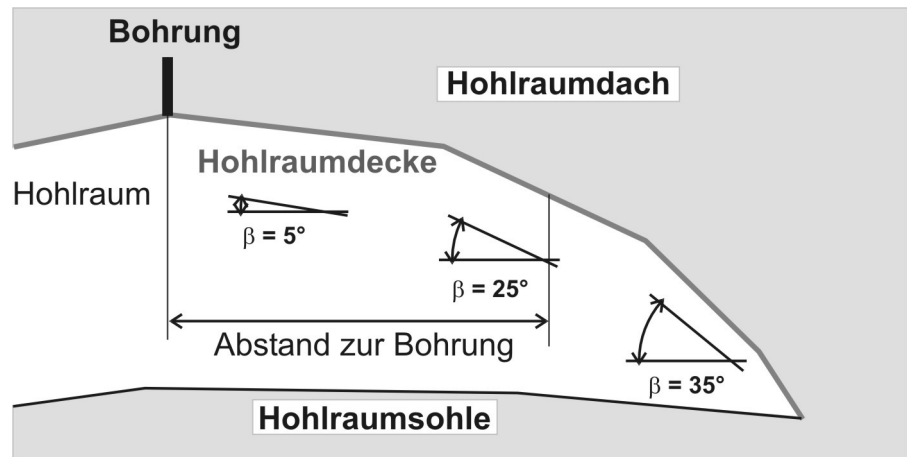


Abbildung 11.4: Bestimmung des Dachneigungswinkels entlang der Hohlraumdecke.

Aus dem Hohlraumradius und dem Dachneigungswinkel ergibt sich die in Abbildung 11.5 dargestellte Hohlraumkontur, die für die Finite-Elemente-Netze übernommen wird. Die Hohlraumkontur ist aus unterschiedlichen Segmenten wie Linien und Bögen zusammengesetzt. Um Spannungskonzentrationen an den Ecken zu minimieren, vor allem am Schnittpunkt zwischen Hohlraumdach und Hohlraumsohle, werden alle Ecken der Hohlraumkontur ausgerundet.

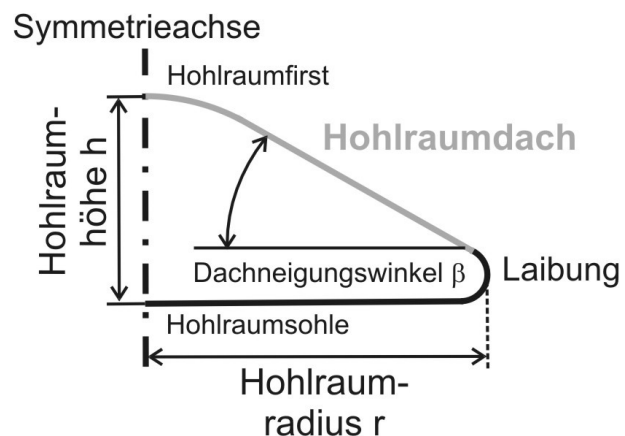


Abbildung 11.5: Idealisierte Hohlraumkontur.

Für die Studie mit axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netzen wird der Hohlraumradius auf 5 m festgelegt und ein Dachneigungswinkel von $\beta = 30^\circ$ verwendet. Das Hohlraumdach wird zur Vermeidung übertrieben großer Hohlraumhöhen und stark minimierter Überdeckung gewölbt dargestellt. Die resultierende Grundfläche beträgt $78,5 \text{ m}^2$. Dieser Wert entspricht etwa $2/5$ der vermessenen Hohlraumgrundfläche des Auslaugungshohlraums "Ihmlingstraße" (vgl. Anhang II) und stellt sicher, dass die Stabilität des überlagernden Gebirges gegeben ist.

11.2.3 Einfluss der Diskretisierung

Als Einstieg in die Berechnung mit Finite-Elemente-Netzen wird der Einfluss der Diskretisierung untersucht. Bei der Generierung des Finite-Elemente-Netzes (FE-Netz) stehen Optionen zur Auswahl, die die Elementanzahl der einzelnen Dreieckselemente festlegen. Zu Beginn einer Finite-Elemente-Berechnung wird eine grobe Netzfeinheit gewählt. An Bereichen, wo Spannungskonzentrationen und große Gradienten bei der Verzerrung zu erwarten sind, wird der Berechnungsausschnitt in Gebiete (*Cluster*) aufgeteilt und diese werden mit einem feineren Netz versehen. In Abbildung 11.6 sind Finite-Elemente-Netze für verschiedene Netzfeinheiten dargestellt.

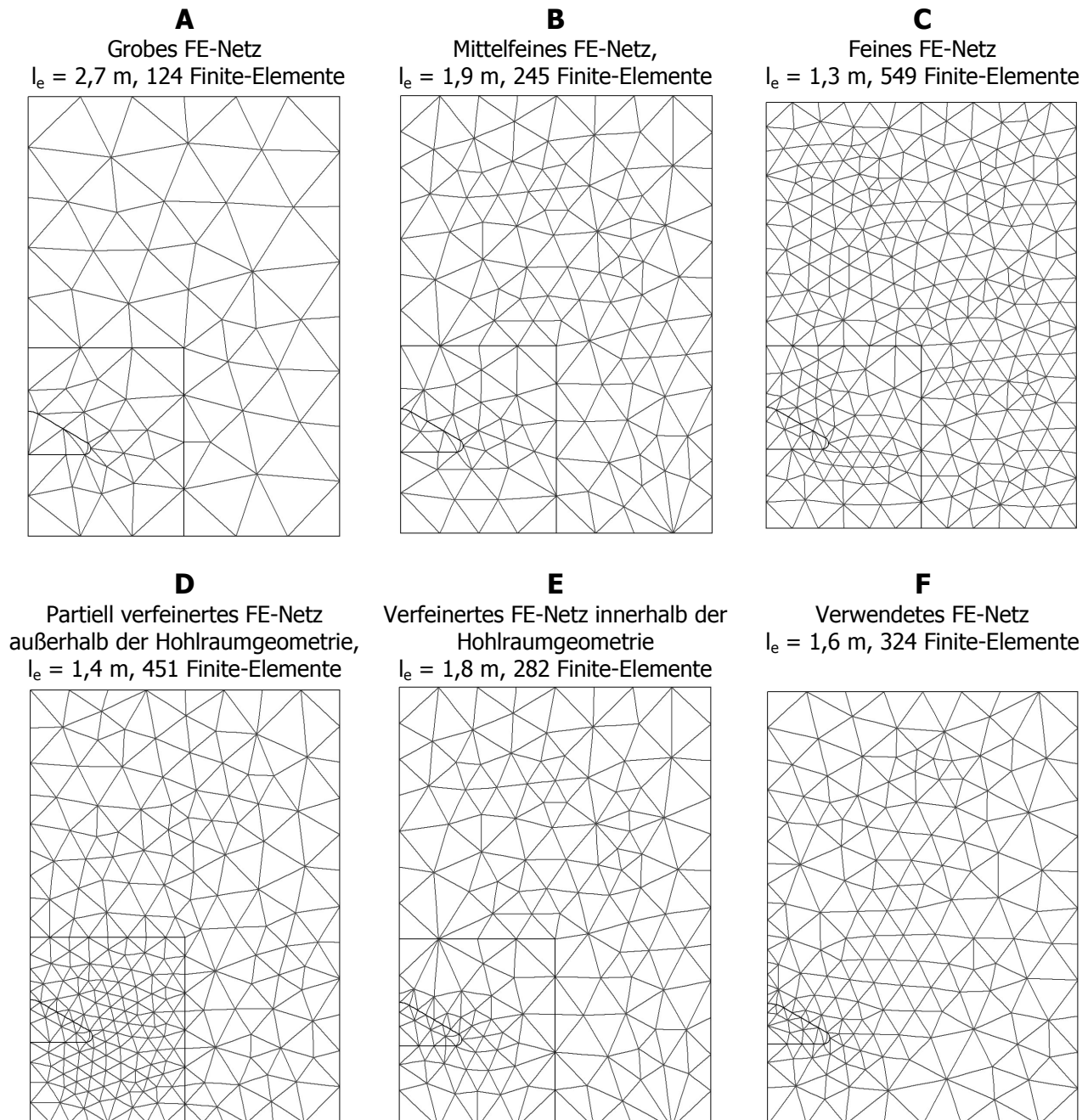


Abbildung 11.6: Unterschiedliche Diskretisierung des Berechnungsausschnitts.

Werden die Standsicherheitsfaktoren nach der φ -c-Reduktion über der normierten Elementlänge aufgetragen, ergibt sich der im Diagramm der Abbildung 11.7 dargestellte Kurvenverlauf. Die

normierte Elementlänge r/l_e ergibt sich aus dem Verhältnis des Hohlraumradius r zur mittleren Elementlänge l_e (vgl. Kapitel 9.6). Ab einer normierten Elementlänge von 3,1 verändert sich die Standsicherheit nicht mehr weiter. Die Abweichung der Standsicherheitsfaktoren η des groben Finite-Elemente-Netzes A zum feinen Finite-Elemente-Netz C beträgt 2,0 %. Für Standsicherheitsberechnungen mit Finite-Elementen ist nach Empfehlungen des Arbeitskreises *Numerik in der Geotechnik* (MEIßNER 1991) eine maximale Differenz der Rechenergebnisse von drei Prozent zulässig.

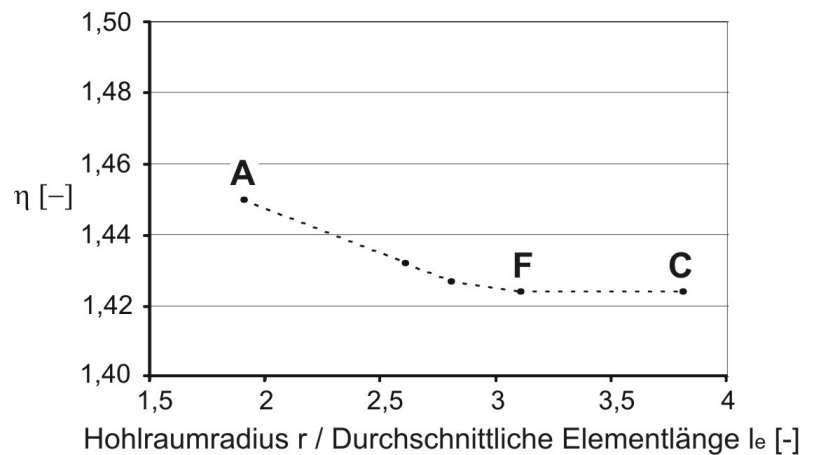


Abbildung 11.7: Verlauf der Standsicherheit bei zunehmender Netzfeinheit.

Das feine Finite-Elemente-Netz C ergibt einen gerundeten Standsicherheitsfaktor von $\eta = 1,424$, der sich von dem für die weiteren Berechnungen verwendeten Finite-Elemente-Netz F nicht unterscheidet (Abbildung 11.7). Deshalb sind übertrieben kleine Dreieckselemente an der Hohlraumkontur oder gar im gesamten Berechnungsausschnitt nicht sinnvoll. Die geringe Abweichung der Standsicherheitsfaktoren liegt darin begründet, dass sich der Bruchmechanismus nicht direkt am Hohlraum konzentriert, sondern den Bereich des Berechnungsausschnitts oberhalb der Hohlraumgeometrie erfasst. Da sich die Elementanzahl mit der Variation des Hohlraums und der Geometrie des Finite-Elemente-Netzes verändert, wird bei der Generierung der weiteren Finite-Elemente-Netze darauf geachtet, dass die normierte Elementlänge Werte von $r/l_e \geq 3,0$ annimmt. Zu wenige Elemente führen im Falle der Berechnung von Standsicherheitsfaktoren zu einer Überschätzung der Standsicherheit.

11.2.4 Abmessung des Finite-Elemente-Netzes

Nach der Netzfeinheit wird der Einfluss der Abmessung des Finite-Elemente-Netzes auf die Standsicherheit untersucht. Der in Kapitel 11.2.3 diskretisierte Berechnungsausschnitt des axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netzes wird dahingehend verändert, dass der **Netzradius r_n** und der **Sohlabstand S** zwischen der Hohlraumsohle und der Netzunterkante, variiert werden (siehe Abbildung 11.8).

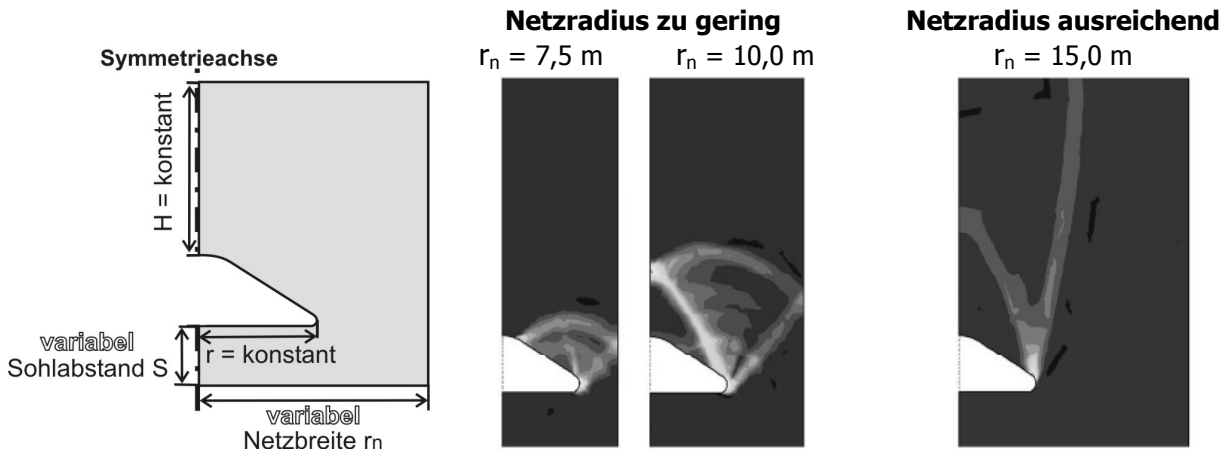


Abbildung 11.8: Berechnungsausschnitt mit konstanten und variablen Geometrieelementen.

Abbildung 11.9: Inkrementelle Schubverzerrungen (*Incremental shear strains*) nach der φ -c-Reduktion bei unterschiedlichen Netzradien. Der Berechnungsausschnitt ist oben abgeschnitten.

Zuerst wird der Netzradius zwischen dem 1,5- bis 5,0-fachen Hohlraumradius von $r = 5$ m variiert. Bei einem Verhältnis des Netzradius zum Hohlraumradius von $r_n/r = 3$ kann der sich abzeichnende Bruchmechanismus (Abbildung 11.9) innerhalb des Berechnungsausschnitts sich ungestört entwickeln. Der Netzradius ist desgleichen ausreichend für die Spannungumlagerung in der Berechnungsphase des Hohlraumbausbruchs (siehe Kapitel 9.8). Die nach der φ -c-Reduktion bestimmten Standsicherheitsfaktoren sind im Diagramm A der Abbildung 11.10 aufgetragen. Das Resultat zeigt, dass sich der Standsicherheitsfaktor oberhalb eines Verhältnisses des Netzradius zum Hohlraumradius von $r_n/r > 3,0$ nicht mehr verändert.

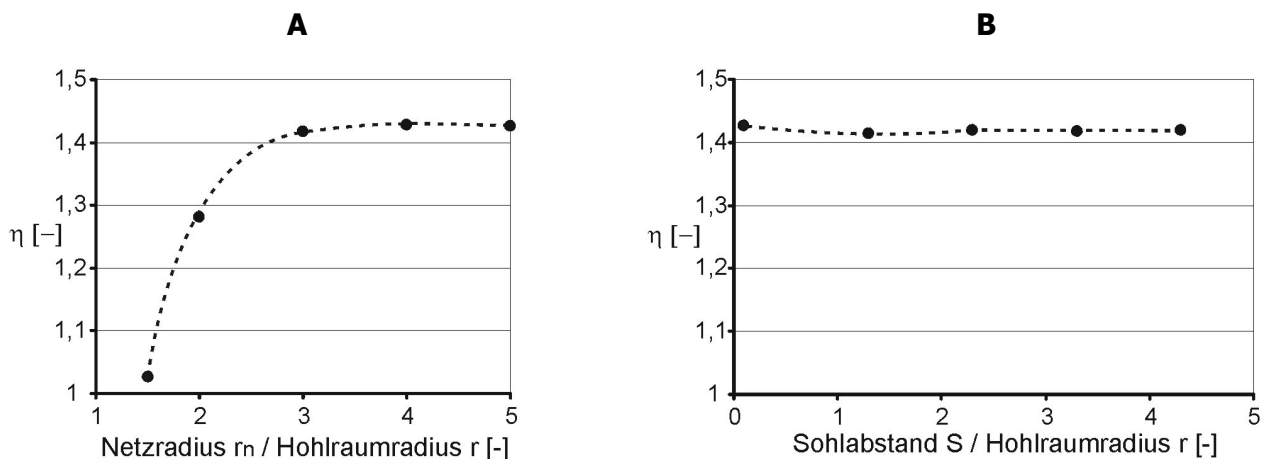


Abbildung 11.10: Standsicherheitsfaktoren bei zunehmendem Netzradius A) und Sohlabstand B).

Der gewählte Netzradius lässt sich mit einem Vergleich des Spannungsverlaufs im Gebirge vor und nach der Hohlraumbildung überprüfen. Am seitlich Netzrand muss der Sekundärspannungsverlauf nach dem Hohlraumbausbruch den vertikal und horizontal verlaufenden Primärspannungen entsprechen. Aus dieser Analyse empfiehlt sich ein Netzradius, der mindestens dem dreifachen Hohlraumradius entspricht. Für die weiteren axialsymmetrischen Finite-Elemente-Berechnungen wird ein Netzradius von 25 m beibehalten.

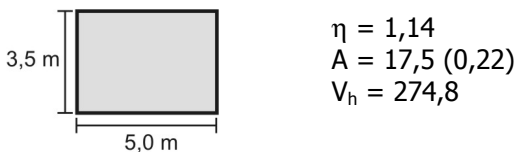
Wird der Sohlabstand S variiert, ergibt sich die im Diagramm B der Abbildung 11.10 aufgetragene Kurve der Standsicherheitsfaktoren. Der Verlauf zeigt, dass der Abstand zum unteren Netzrand praktisch keinen Einfluss hat. Die Differenz der Standsicherheitsfaktoren liegt unter 1 % bei einem Standsicherheitsfaktor η von knapp über 1,42. Bei der Standsicherheitsbestimmung mit der ϕ -c-Reduktion spielt der Abstand zum unteren Netzrand somit keine Rolle, da sich der Bruchmechanismus nur zur Geländeoberfläche hin entwickelt. Für die weiteren Berechnungen wird der Abstand auf 5 m festgelegt, um eine gleichbleibende Darstellung des Berechnungsausschnitts zu erhalten.

11.3 Variation der Hohlraumgeometrie

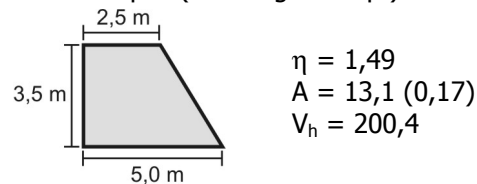
11.3.1 Variation der Hohlraumkontur

In den nachfolgenden Berechnungen wird die **Hohlraumkontur** grundlegend verändert, um die Frage zu klären, inwieweit sich eine von der idealisierten Hohlraumkontur abweichende Hohlraumgeometrie auf die Stabilität des Gebirges auswirkt. Hierfür wird das axialsymmetrische Finite-Elemente-Netz (Abbildung 10.6, FE-Netz F) verwendet und bei einer Überdeckung von $H = 25$ m verschiedene Hohlraumkonturen (siehe Abbildung 11.11) berechnet. Der Hohlraumradius wird konstant auf 5 m festgesetzt.

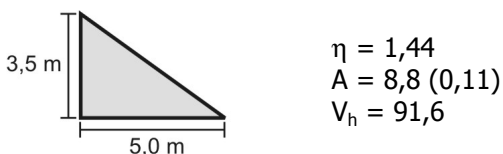
A) Rechteck (Kreiszyylinder)



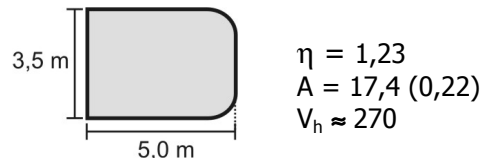
B) Halbes Trapez (Kreiskegelstumpf)



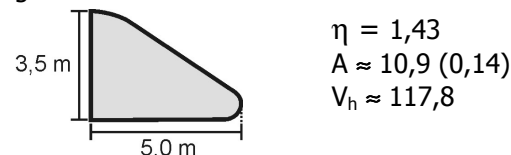
C) Dreieck (Kreiskegel)



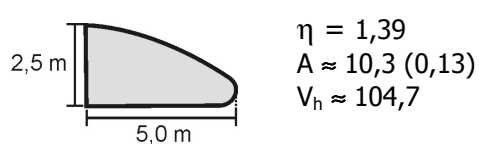
D) Rechteck mit abgerundeten Ecken



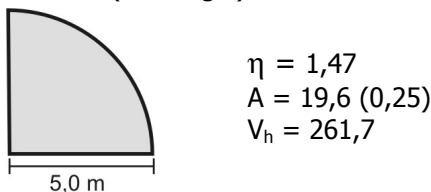
E) Idealisierte Hohlraumkontur mit geradem Hohlraumdach



F) Idealisierte Hohlraumkontur mit gewölbtem Hohlraumdach



G) Viertel Kreis (Halbkugel)



H) Viertel Ellipse (Halbes Ellipsoid)

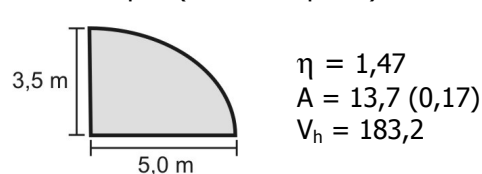


Abbildung 11.11: Axialsymmetrische Hohlraumkonturen mit Standsicherheitsfaktoren, Querschnittsflächen A [m²] (relative Hohlraumgröße in Klammern) und Gesamtvolumen V [m³] der dreidimensionalen Hohlraumgeometrie. Die Symmetrieachse befindet sich jeweils am linken Rand der Hohlraumkontur.

Der Vergleich der inkrementellen Schubverzerrungen (Abbildung 11.12) der rechteckigen Hohlraumkontur mit A) rechtwinkligen und D) abgerundeten Ecken zeigt, dass beim eckigen Umriss die inkrementellen Schubverzerrungen (*incremental shear strains*) entlang der Stützlinie des Entlastungsgewölbes größer sind. Ebenso ergibt sich für die inkrementellen Verschiebungen (*total increments*) der rechteckigen Hohlraumkonturen eine größere Verschiebung des Gewölbes. Die gesamten Setzungen (*total displacements*) unterscheiden sich bei beiden Konturen jedoch nicht. Offensichtlich treten bei der rechtwinkligen Hohlraumkontur Spannungsspitzen auf, wodurch aus der nachfolgenden ϕ -c-Reduktion eine geringere Standsicherheit resultiert.

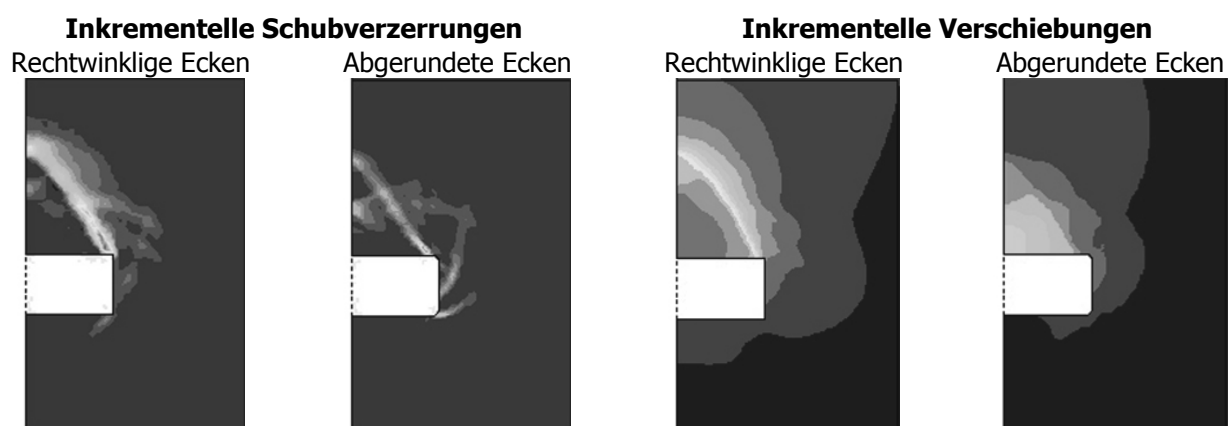


Abbildung 11.12: Inkrementelle Schubverzerrungen und inkrementelle Verschiebungen als graue Schattierungen bei den rechteckigen Hohlraumkonturen A und D während der Berechnungsphase des Hohlraumausbruchs.

Nach KOWALSKI (1991) ist der Sekundärspannungsverlauf nicht von der Größe des Hohlraums abhängig, jedoch vom Verhältnis der Hohlraumhöhe zum Hohlraumdurchmesser. Dieses Verhältnis ist abgesehen von der Kontur G (Abbildung 11.11) konstant bei $h/2r = 0,35$. Dies bedeutet für die oben beschriebene Analyse, dass die differierenden Standsicherheiten auf abweichende Hohlraumkonturen zurückzuführen sind.

In Abbildung 11.13 sind die Standsicherheitsfaktoren der jeweiligen Hohlraumkontur über der relativen Hohlraumgröße aufgetragen. Die relative Hohlraumgröße ergibt sich, indem die einzelnen Querschnittsflächen der Hohlraumkonturen auf die einheitliche Grundfläche von 78,5 m² normiert werden. Die Standsicherheitsfaktoren η streuen bei den kantigen Hohlraumkonturen A bis C zwischen den Werten 1,14 (Rechteck) und 1,49 (Halbes Trapez). Dies entspricht einem Unterschied von über 30 %. Bei den naturgetreueren abgerundeten Hohlraumkonturen E bis H schwanken die Standsicherheitsfaktoren zwischen den Extremwerten mit 0,08, was einer Abweichung von 5 % entspricht. Abgesehen von den rechteckigen Hohlraumkonturen streuen die Standsicherheitsfaktoren bei den übrigen Konturformen zwischen 1,4 und 1,5 (Abbildung 11.13, umrandete Konturen).

Vergleicht man die Konturen C und E, verbessern die Ausrundungen nicht auffallend die Standsicherheit. Der Dachneigungswinkel (vgl. Kapitel 11.3.2) scheint hingegen einen wesentlichen Einfluss zu besitzen. Betrachtet man die Konturen B und F, verringert sich die Standsicherheit mit abnehmender Dachneigung erheblich, trotz der in Kontur F angebrachten Ausrundung der Ecken. Bei der halbtapezförmigen Hohlraumkontur B (Abbildung 11.11 B) berechnet sich der höchste

Stand sicherheitsfaktor von $\eta = 1,49$. Eine Auswertung der inkrementellen Schubverzerrungen zeigte, dass die Stützlinie des Gewölbes, wie bei den anderen umrandeten Konturen (Abbildung 11.13), an der Hohlraumlaibung ansetzt. Die Zunahme der Stand sicherheit ist im Vergleich zur dreieckigen Kontur C (Abbildung 11.11) auf das verringerte Gewicht der Verbruchmassen im Entlastungsgewölbe zurückzuführen.

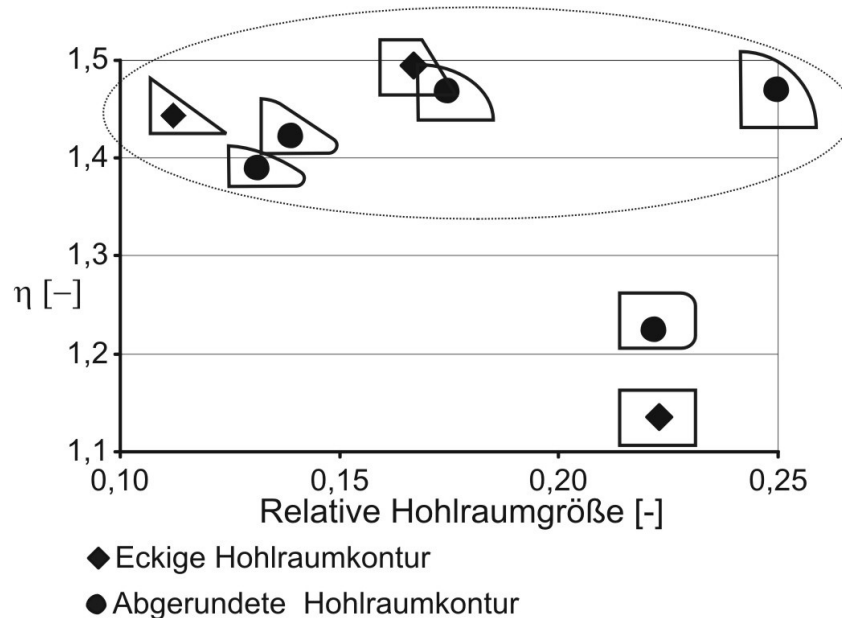


Abbildung 11.13: Standsicherheiten der Hohlraumkonturen.

Für Finite-Elemente-Berechnungen an Auslaugungshohlräumen werden von anderen Autoren wie SCARBOROUGH et al. (1989), THARP (2003) und AUGARDE, LYAMIN & SLOAN (2003), kugel- und halbkugelförmige Hohlraumgeometrien verwendet. Die Annahme einer solchen Hohlraumkontur ist nach den in Abbildung 11.12 aufgetragenen Standsicherheiten durchaus zulässig, da diese gegenüber der idealisierten Hohlraumkontur nur leicht erhöhte η -Werte ergeben. Für Berechnungen von Tagesbrüchen im Altbergbau, unter anderem von FENK (1981) und MEIER (2001), werden trapezförmige und rechteckige Querschnitte der Stollen und Strecken verwendet. Diese langgestreckten Hohlraumgeometrien lassen sich nicht mit den verwendeten axialsymmetrischen Hohlraumkonturen vergleichen.

Für die Finite-Elemente-Berechnungen soll eine leicht zu erstellende Hohlraumkontur angenommen werden. Eine Halbkugel würde bei der Variation des Hohlraumradius (Kapitel 11.4) eine unrealistische Hohlraumhöhe ergeben, und eine rechteckige Hohlraumgeometrie ist zu weit von der realen Geometrie des vermessenen Auslaugungshohlraums entfernt. Für die folgenden Finite-Elemente-Berechnungen wird daher weiterhin die idealisierte Hohlraumkontur verwendet.

11.3.2 Variation des Dachneigungswinkels β

Im Folgenden wird die Auswirkung des Dachneigungswinkels β der idealisierten Hohlraumkontur (Abbildung 11.3) bei 25° , 30° , 45° , 60° und 75° auf die Standsicherheit untersucht. Diese Analyse soll zeigen, wie die Standsicherheit auf Veränderungen der Hohlraumgeometrie, insbesondere der

Form der Hohlraumdecke und der Hohlraumhöhe, reagiert. Methodisch werden hier zwei Fälle (Abbildung 11.14) betrachtet:

- Die Hohlraumhöhe wird konstant bei $h = 3,5$ m gehalten, wobei sich die Hohlraumkontur einem rechteckigen Umriss (vgl. Kapitel 11.3.1) annähert. Die Hohlraumgeometrie gleicht zunehmend einem Kreiszyylinder ("Pult").
- Die Hohlraumhöhe vergrößert sich mit zunehmendem Dachneigungswinkel; die Hohlraumgeometrie ähnelt einer "Glocke".

Ein Dachneigungswinkel von unter 25° wird nicht modelliert, weil sich die zwei oben genannten Fälle dann nicht mehr unterscheiden lassen.

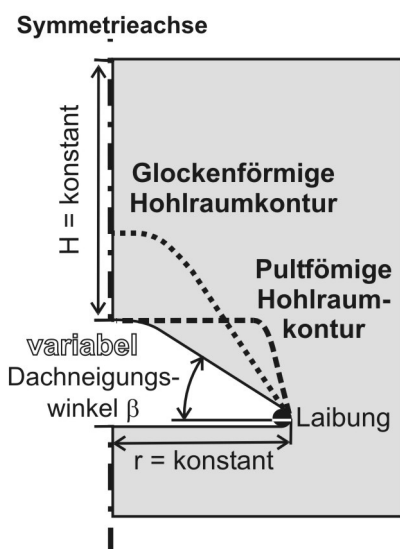


Abbildung 11.14: Berechnungsausschnitt mit konstanten und variablen Geometrieelementen.

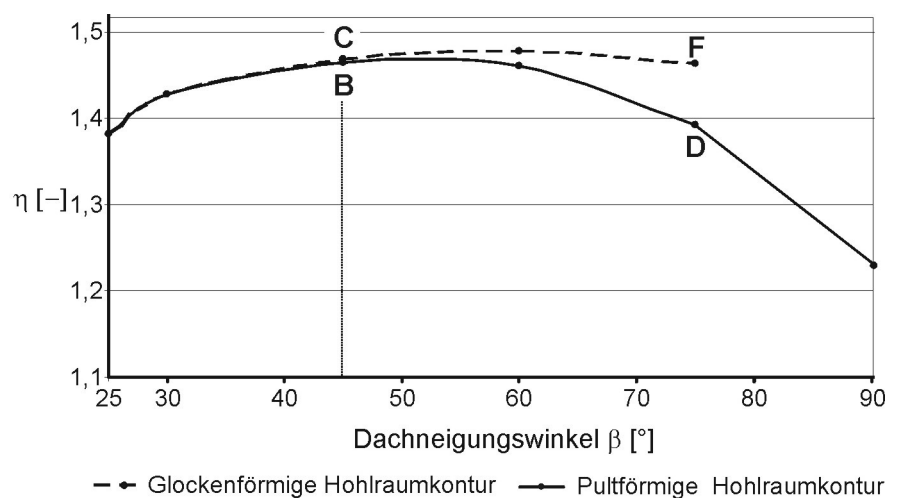


Abbildung 11.15: Variation der Dachneigung.

Die Abbildung 11.16 zeigt die inkrementellen Schubverzerrungen nach der ϕ -c-Reduktion. Die ausgeprägteren Scherbänder bei der pultförmigen Hohlraumgeometrie (B und D) zeigen die abnehmende Stabilität des Gebirges bei zunehmendem Dachneigungswinkel an (Abbildung 11.15). Der Gebirgsdruck auf die steiler stehende Hohlraumwand (Ulme) und die Firste nehmen zu. Die Standsicherheit verringert sich, wenn der Bruchmechanismus nicht mehr am Laibungspunkt (siehe Abbildung 11.14) ansetzt.

Bei der glockenförmigen Hohlraumkontur C verringert sich das Gewicht im Entlastungsgewölbe und ergibt eine erhöhte Standsicherheit (Abbildung 11.16). Die Hohlraumdecke nimmt bei F eine stabile konkave Form an, und das Entlastungsgewölbe zeichnet sich nicht mehr außerhalb des Hohlraumes ab. Die Standsicherheit verbleibt auf einem zu C vergleichbaren hohen Niveau von $\eta = 1,47$ (Abbildung 11.15).

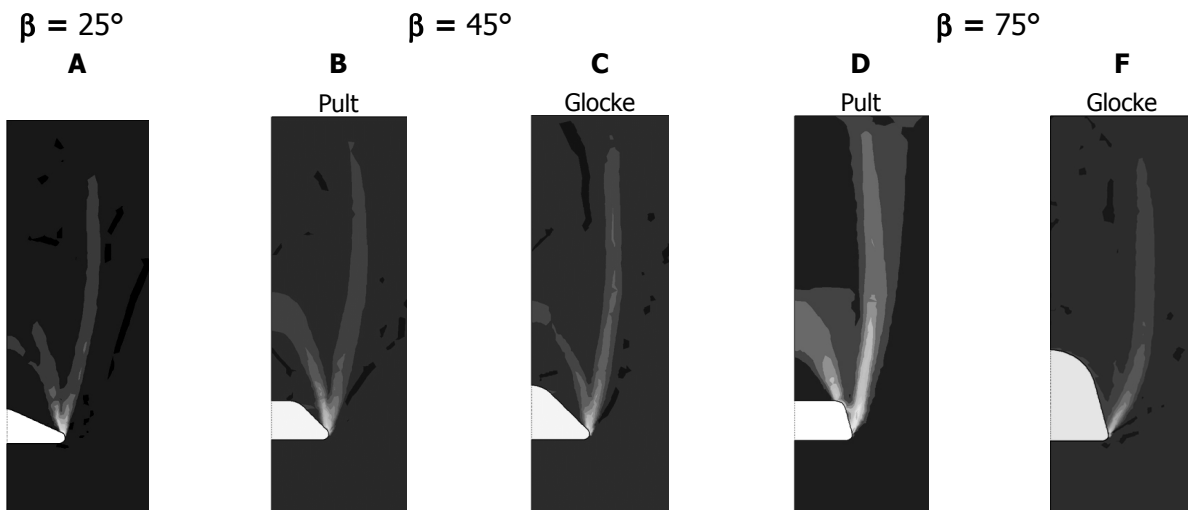


Abbildung 11.16: Veränderter Dachneigungswinkel mit pultförmiger und glockenförmiger Hohlraumkontur. Abgebildet sind die inkrementellen Schubverzerrungen nach der ϕ -c-Reduktion als graue Schattierungen. Dargestellt ist nicht die gesamte Breite des Berechnungsausschnitts.

Nach dem Diagramm in Abbildung 11.15 müsste der Dachneigungswinkel bei beiden Fällen, um eine möglichst geringe Abweichung auf die Standsicherheit zu erreichen, zwischen 25° und 45° liegen. Dieser Bereich stimmt mit den Winkeln des vermessenen Auslaugungshohlraums in Stuttgart-Bad Cannstatt (vgl. Kapitel 6.1.2) gut überein. Für die weiteren Finite-Elemente-Berechnungen sollte daher die Dachform keine Auswirkung auf die Standsicherheit besitzen. Bei der Variation der Hohlraumkontur (Kapitel 11.3.1) zeichnete sich ab, dass die Standsicherheit bei der Variation des Dachneigungswinkels ein Maximum erreicht (vgl. Abbildung 11.11, A, B und C). Dies ist bei einem Winkel von ca. 50 bis 60° , je nach pult- oder glockenförmiger Hohlraumkontur, der Fall. Um jedoch ein Unter- bzw. Überschätzen der Standsicherheit zu vermeiden und auftretende Spannungsspitzen in den Ecken bei zu stumpfen oder spitzen Winkeln zu minimieren, wird der Dachneigungswinkel von 30° weiter verwendet.

11.4 Variation des Hohlraumradius r und der Überdeckung H

In diesen Berechnungsreihen wird der Frage nachgegangen, welcher Zusammenhang zwischen dem Hohlraumradius r und der Überdeckung H besteht. Für diesen Zweck werden beide Geometrielemente systematisch variiert und die Standsicherheitsfaktoren mit der ϕ -c-Reduktion bestimmt (Abbildung 11.17 und 11.20). Aus der Literatur ist bekannt, dass neben den Scherparametern, Kohäsion c' und Reibungswinkel ϕ' , der Hohlraumradius und die Überdeckung (KAMMERER 1962, FENK 1978, KOWALSKI 1991) für den vertikalen Verbruchprozess entscheidend sind. Der Hohlraumradius wird von $r = 1,5$ bis $8,0$ m bei gleich bleibender Überdeckung von $H = 25$ m vergrößert. Der Netzhohlraumradius beträgt 25 m. In einer zweiten Betrachtung wird die Überdeckung H im Bereich zwischen 5 und 100 m variiert, und der Hohlraumradius bleibt konstant.

In Abbildung 11.18 ist der Standsicherheitsfaktor bei variierendem Hohlraumradius als Funktion des Verhältnisses der Überdeckung H zum Hohlraumradius r aufgetragen. Bei abnehmendem H/r -Verhältnis sinkt der Standsicherheitsfaktor erwartungsgemäß ab. Bei einem H/r -Verhältnis von etwa $< 3,6$ ist die Standsicherheit von $\eta \geq 1,0$ nicht mehr gegeben, und der Bruchzustand ist

erreicht (vgl. Kapitel 10.4). Es bleibt die Frage zu klären, ob sich ein Gewölbe- oder Schlotverbruch bis zur Geländeoberfläche ausbildet.

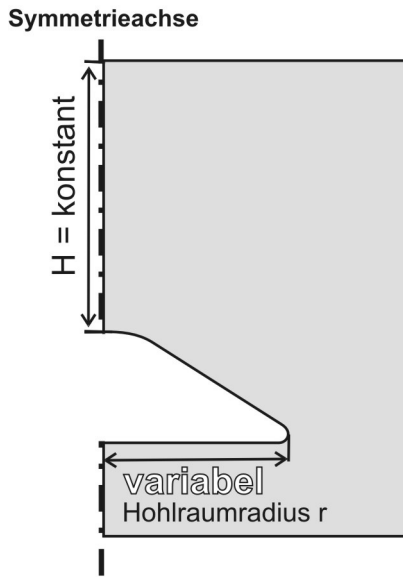


Abbildung 11.17: Berechnungsausschnitt mit konstanten und variablen Geometrie-elementen.

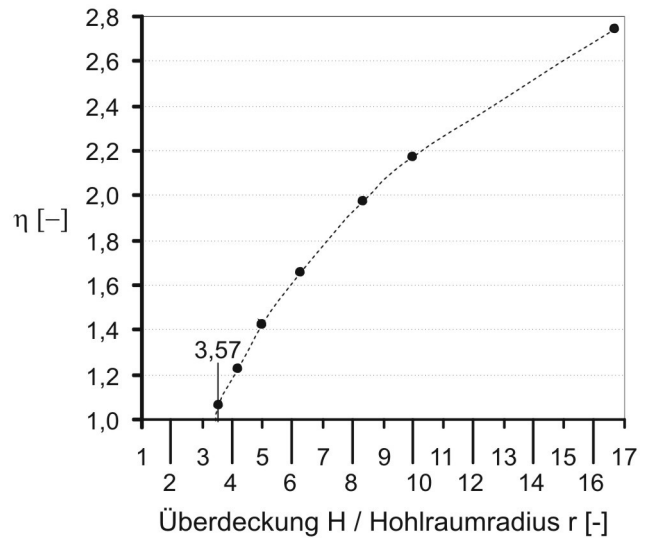


Abbildung 11.18: Standsicherheiten bei variiertem Hohlraumradius.

Die Bilderserie der Abbildung 11.19 zeigt bei Hohlraumradien von $r = 3 \text{ m}$, 5 m und 7 m die inkrementellen Verschiebungen und die inkrementellen Schubverzerrungen. Bei zunehmendem Radius geht der Gewölbeverbruch in einen Schlotverbruch über.

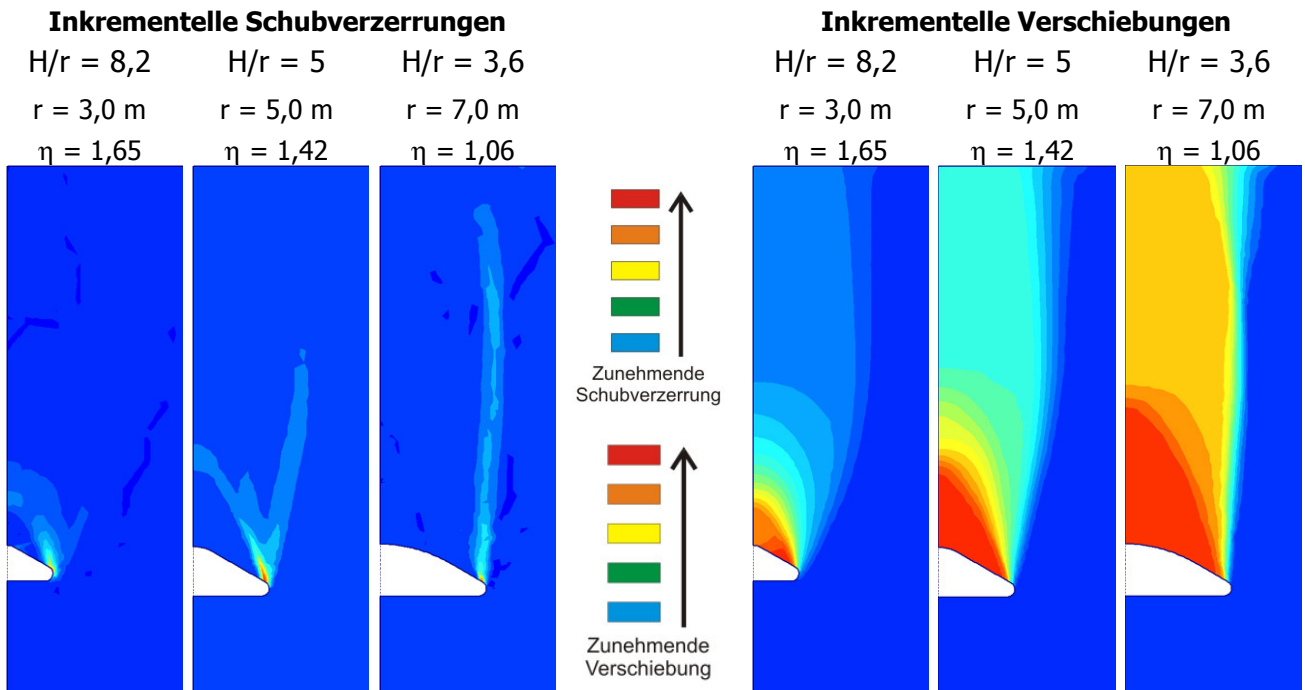


Abbildung 11.19: Inkrementelle Schubverzerrungen und inkrementelle Verschiebungen bei unterschiedlichen Hohlraumradien. Dargestellt ist nicht die gesamte Breite des Berechnungsausschnitts.

Die inkrementellen Verschiebungen reichen bis zur Geländeoberfläche und deuten beim Unterschreiten der Gebirgsfestigkeit einen Verbruch an, der bis zur Geländeoberfläche reicht. Der Radius des Bruchkörpers entspricht dem des Hohlraumradius. Aus den dargestellten

inkrementellen Schubverzerrungen ergeben sich Scherbänder, die den Trend belegen, dass die stärksten Schubverzerrungen vom Entlastungsgewölbe weg, hin zu einem schlotförmigen Bruchkörper wandern.

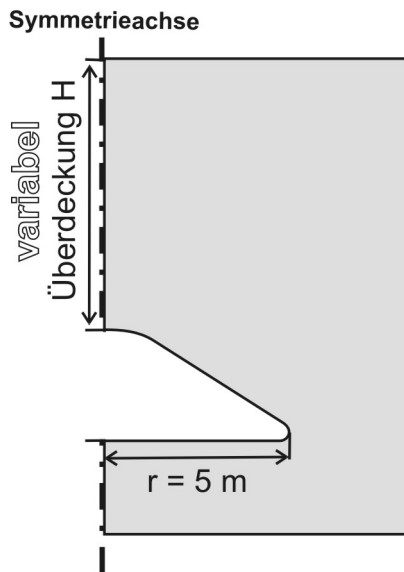


Abbildung 11.20:
Berechnungsausschnitt mit
konstanten und variablen
Geometrieelementen.

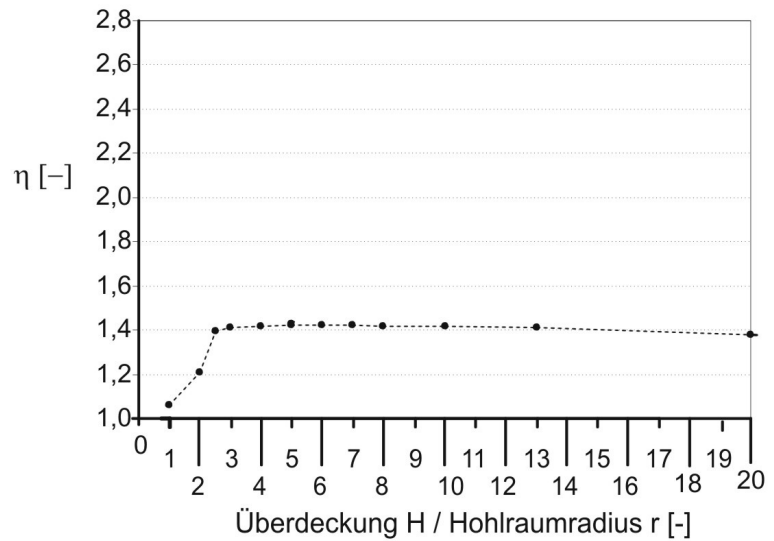


Abbildung 11.21: Verlauf der Standsicherheitsfaktoren bei
variiert Überdeckung.

Der berechnete tiefenabhängige Verlauf der Standsicherheit ist in Abbildung 11.21 als Funktion des Verhältnisses der Überdeckung H zum Hohlraumradius r dargestellt. Der Hohlraumradius beträgt $r = 5 \text{ m}$. Der Standsicherheitsfaktor fällt unterhalb einem H/r -Verhältnis von 3,0 rasch ab, was beim gegebenen Hohlraumradius einer Tiefe von 15 m entspricht. Die Überdeckung ist nicht mehr ausreichend, um ein gesundes Entlastungsgewölbe auszubilden. Bei einem Hohlraumdurchmesser von 10 m bildet sich ein um 20 bis 30 % höheres Entlastungsgewölbe (WHITE 1988) aus, was oberhalb einer Tiefe von 12 bis 13 m nicht mehr möglich ist.

Nach eigenen Berechnungen scheint die Standsicherheit bei einem Hohlraumradius von $r = 5 \text{ m}$ im Bereich zwischen 15 und 50 m Tiefe weitestgehend von der Überdeckung unabhängig zu sein. Der Standsicherheitsfaktor ändert sich nur gering bei einem η -Wert um 1,42. Im Diagramm der Abbildung 11.21 sinkt bei zunehmender Tiefe die Standsicherheit leicht ab. Ein Vergleich der Reduktions-Verschiebungs-Kurven (vgl. Kapitel 10.2) soll klären, ob die Ursache dieses Effekts in einem veränderten Bruchmechanismus oder in der Geometrie des Berechnungsausschnittes zu suchen ist. Es werden die Kurvenverläufe bei einem H/r -Verhältnis von 10, 13 und 20 geprüft.

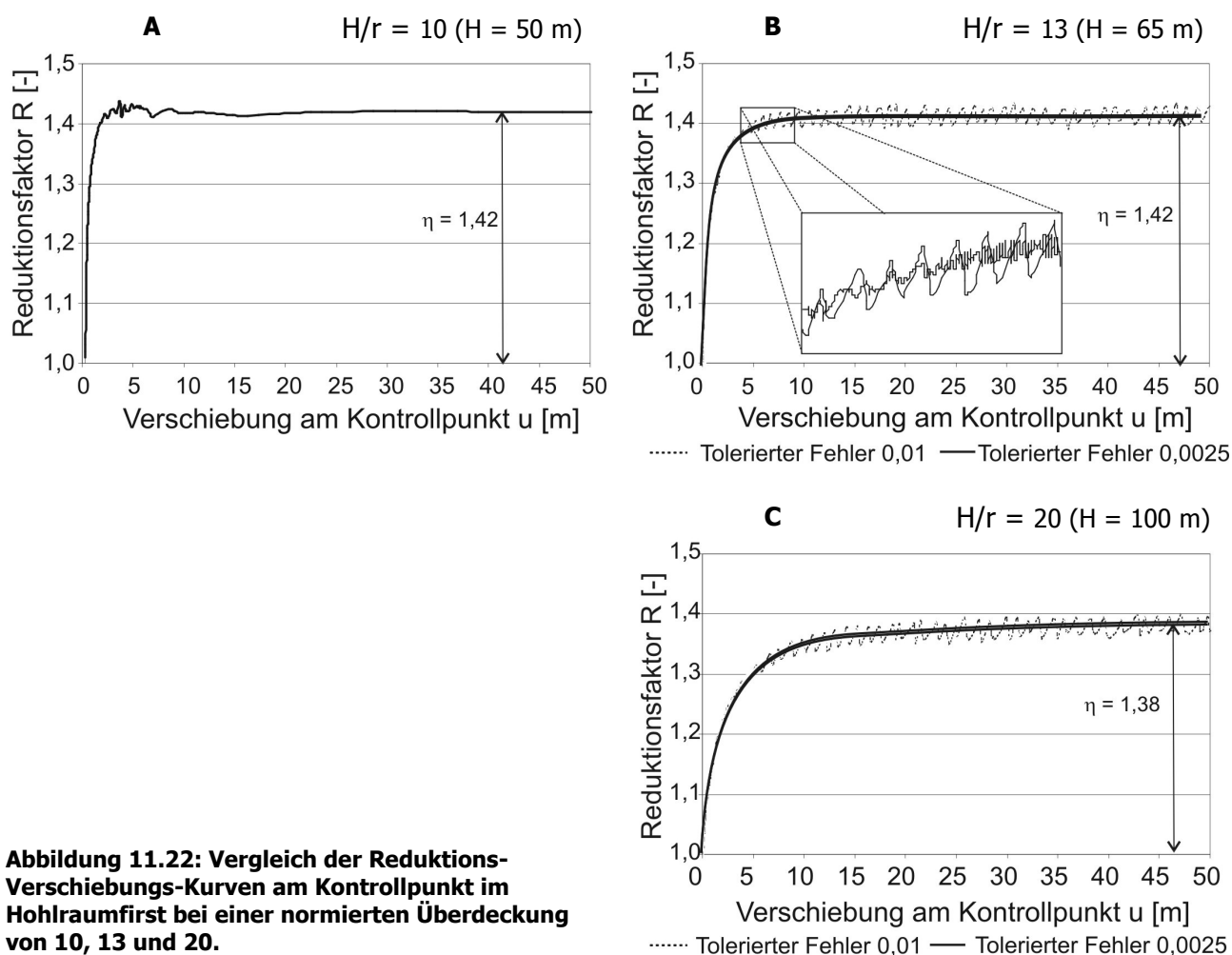


Abbildung 11.22: Vergleich der Reduktions-Verschiebungs-Kurven am Kontrollpunkt im Hohlraumfirst bei einer normierten Überdeckung von 10, 13 und 20.

Aus den Diagrammen A bis C der Abbildung 11.22 ist ersichtlich, dass bei zunehmender Überdeckung die Kurvenverläufe stärker oszillieren und sich keine exakten Standsicherheitsfaktoren ergeben. Für diesen Fall ist anzunehmen, dass das Gestein Spannungsumlagerungen ausgesetzt ist, die auf einen lokalen Verbrauch an der Hohlraumdecke hinweisen (RUSE 2004). Weiterhin bildet der Versagensmechanismus bei zunehmender Tiefe entlang den Scherbändern eine größere mobilisierte plastische Zone aus. Bei nicht linearen Berechnungen wird mit einem Lösungsalgorithmus versucht, den lokalen und globalen Gleichgewichtsfehler zu minimieren. Beim Iterationsverfahren wird die Fehlergrenze über einen tolerierbaren Fehler festgelegt, um eine weitestgehende Annäherung der numerischen an die exakte Lösung zu erhalten. Der berechnete Fehler wird mit einem Eingabewert verglichen, der diesen nicht übersteigen darf. Als Standardwert wird dieser auf 0,03 festgelegt (BRINKGREVE 2003 a). Es werden Berechnungen bei einer normierten Überdeckung von 13 und 20 mit einem tolerierten Fehler von 0,01 und 0,0025 durchgeführt. Das Ergebnis ist im Diagramm B der Abbildung 11.22 dargestellt. Die Oszillationen verringern sich. Die Standsicherheit nähert sich bei einer Tiefe von 65 m einem Wert an, der sich kaum von denen bei geringeren Tiefen unterscheidet. Bei einer Überdeckung von 100 m nimmt die Standsicherheit um 0,05 gegenüber $\eta = 1,42$ ab. Die Auslaugungshohlräume befinden sich in Stuttgart-Bad Cannstatt innerhalb der Grundgipsschichten in einer Tiefe zwischen 30 bis 50 m. Aus diesem Grund werden größere

Überdeckungen bei den gegebenen Abmessungen des Finite-Elemente-Netzes für die angestellten Betrachtungen nicht berücksichtigt.

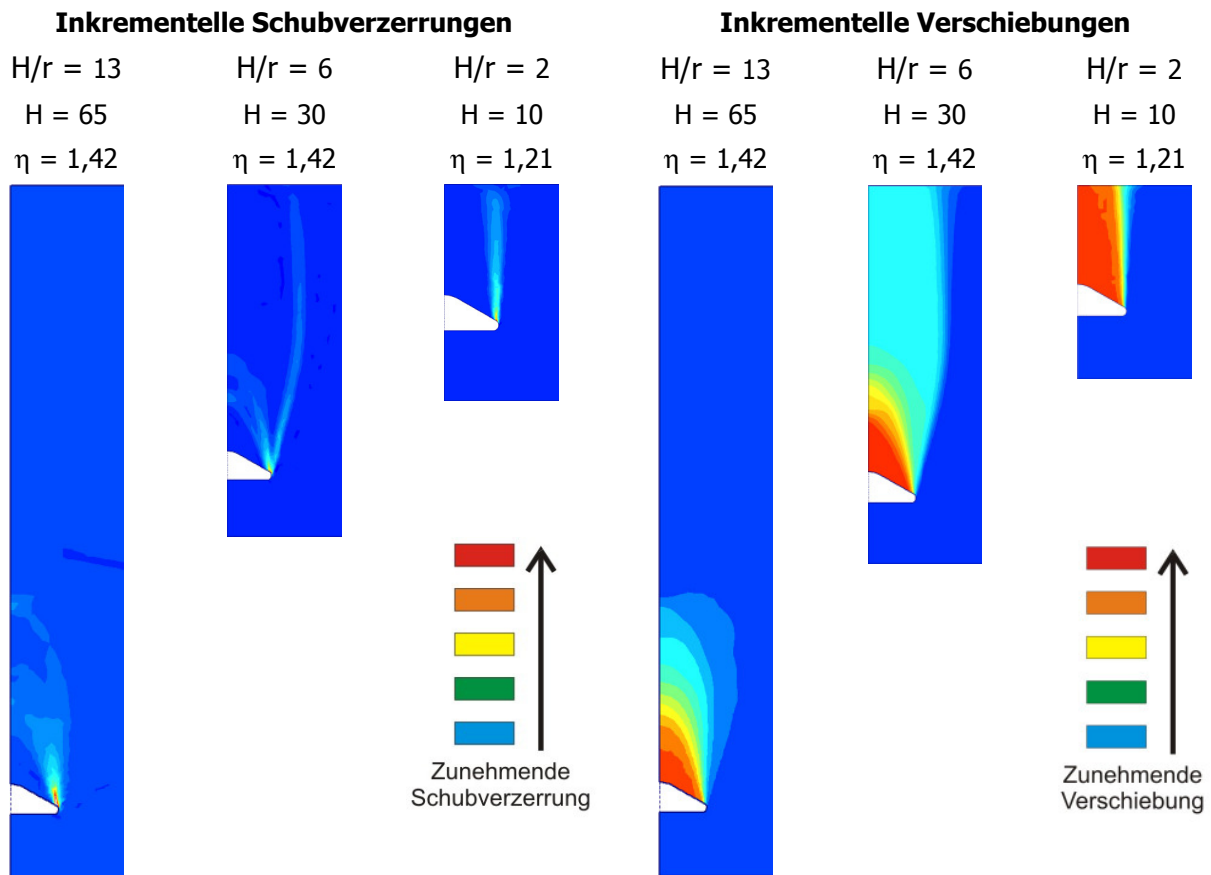


Abbildung 11.23: Inkrementelle Verschiebungen und Inkrementelle Schubverzerrungen nach der ϕ - c -Reduktion bei unterschiedlichen Überdeckungen (Berechnungsausschnitt verkleinert).

Die Bilderserie der Abbildung 11.23 unterstreicht, dass bei Annäherung an eine Mindestüberdeckung mit dem Verbrauch bis zur Geländeoberfläche zu rechnen ist. Nach MEIER (2003) findet ein schlagartiger Durchbruch bis zur Erdoberfläche oberhalb einer Mindestüberdeckung statt. Die Bruchkörper zeichnen sich durch inkrementelle Schubverzerrungen und inkrementelle Verschiebungen ab. Bei tiefliegenden Hohlräumen sind die größten Verschiebungen oberhalb des Hohlraumes zu verzeichnen, demgemäß verbricht lediglich das entlastete Gestein innerhalb des Gewölbes. Der Überlagerungsdruck nimmt mit steigender Tiefe zu. Nach KOWALSKI (1991) führt eine vergrößerte Gebirgsauflast zu einer verringerten Höhe der gewölbeförmigen Zerrüttungszone über dem Hohlraum, jedoch bewirken zunehmende Scherspannungen am Hohlraum eine verringerte Standsicherheiten des Gewölbes. Der Bereich innerhalb der kuppelförmig verlaufenden inkrementellen Schubverzerrungen gibt den maximalen Bereich des Gesteinsausbruches wieder. Ein zeitweiliger stabiler Zustand kann durch weitere Gesteinslösung vor allem an den Laibungen (KOWALSKI 1991) aufgehoben werden, und das Gestein verbricht von der Laibung ausgehend (KAMMERER 1962) weiter. Liegt der Hohlraum seichter, reichen die inkrementellen Schubverzerrungen teils bis zur Geländeoberfläche. Das Gewölbe erreicht die Geländeoberfläche, und die Standsicherheit sinkt erheblich ab, da das gesamte Gebirge über dem Hohlraum beansprucht wird. Ebenso zeichnet sich mit abnehmender Überdeckung eine Verformung bis zur Geländeoberfläche ab. Der sich nicht verändernde

Standsicherheitsfaktor bei $H/r = 13$ zu $H/r = 6$ belegt weiterhin für den seichter liegenden Hohlraum den Verbruch innerhalb des Entlastungsgewölbes.

Zusammenfassend ist mit dem Verbruch bis zur Geländeoberfläche zu rechnen, wenn sich die Überdeckung bis zu einem Grenzwert verringert. Aus der geometrischen Veränderung der Hohlraumgröße oder der Überdeckung H resultiert ein fortschreitender vertikaler Verbruch. Beim Versagensmechanismus sind Stadien des Gewölbe- und Schlotverbruchs unterscheidbar (Abbildung 11.24):

- 1. Stadium des Gewölbeverbruchs: Die Hohlraumvergrößerung führt zum Versturz der Auflockerungszone im Entlastungsgewölbe. Die Scherbänder zeigen einen kuppelförmigen Verlauf.
- 2. Übergangsstadium: Verbrechen des tragenden Gewölbes oberhalb der Auflockerungszone aufgrund sich vergrößernder Hohlraumgeometrie oder Veränderungen des Gesteins.
- 3. Stadium des Schlotverbruchs: Abschließender schlotförmiger Verbruch des Gebirgszylinders bis zur Geländeoberfläche oder stufenweiser Verbruch innerhalb des Aufstiegsschlots zu einer hangenden stabileren Gesteinsschicht.

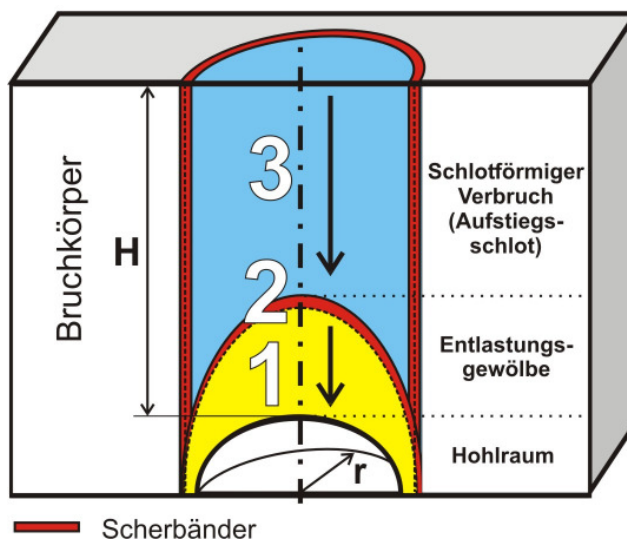


Abbildung 11.24: Stadien des Verbruchs.

11.5 Einfluss der Zugspannung

Aus dem in Kapitel 9.2 aufgezeigten Verlauf der Schergeraden beim Mohr-Coulomb'sche Stoffgesetz kann bei einem kohäsionslosen Gebirge grundsätzlich keine Zugspannung auftreten. Bei kohäsiven Materialeigenschaften sind hingegen Zugspannungen möglich. Lockergesteine und Böden können keine oder nur einen geringen Prozentsatz Zugspannungen aufnehmen, deshalb werden diese bei Standsicherheitsberechnungen mit der Finite-Elemente-Methode zumeist nicht zugelassen (RUSE 2004). Dieses Materialverhalten ist bei einem Festgestein nicht zu erwarten. Bei Festgesteinen besteht durch unbegrenztes Zulassen von Zugspannungen allerdings die Gefahr des Überschätzens der Standsicherheit, da bei Finite-Elemente-Berechnungen das Gebirge als homogener Block angenommen wird. Ein subrodierter, sulfatführender Gebirgskörper weist dagegen Anisotropien auf, die die mechanischen Eigenschaften beeinflussen. Dies sind zum Beispiel Trennflächen wie Klüfte, Schichtflächen und Störungen, lateral und vertikal schwankende Schichtmächtigkeiten oder Einflüsse infolge Auslaugung und Verwitterung.

Es besteht bei Finite-Elemente-Berechnungen die Möglichkeit, Zugspannungen zu limitieren (*tension cut off*). Es soll mit diesem Ansatz geklärt werden, inwieweit möglicherweise auftretende

Zugspannungen die Standsicherheit der Hohlräume beeinflussen. Der prozentuelle Anteil der zugelassenen Zugspannung wird daher stufenweise von 0 % auf 100 % erhöht.

Bei Finite-Elemente-Berechnungen sind nach Mohr-Coulomb Zugspannungen bis zum maximalen Wert von

$$\sigma_{\max} = -c' \cdot \cot \varphi' \quad (11.1) \text{ möglich.}$$

Aus den gegebenen Scherparametern des standardisierten Festgesteins mit einer effektiven Kohäsion $c' = 40 \text{ kN/m}^2$ und einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 27,5^\circ$ errechnet sich die maximal erreichbare Zugspannung von $78,5 \text{ kN/m}^2$. Für das Finite-Elemente-Netz werden die Vorgaben aus dem vorherigen Kapitel für die Diskretisierung, die Hohlraumgeometrie und die Überdeckung von $H = 25 \text{ m}$ übernommen (vgl. Abbildung 11.6, F).

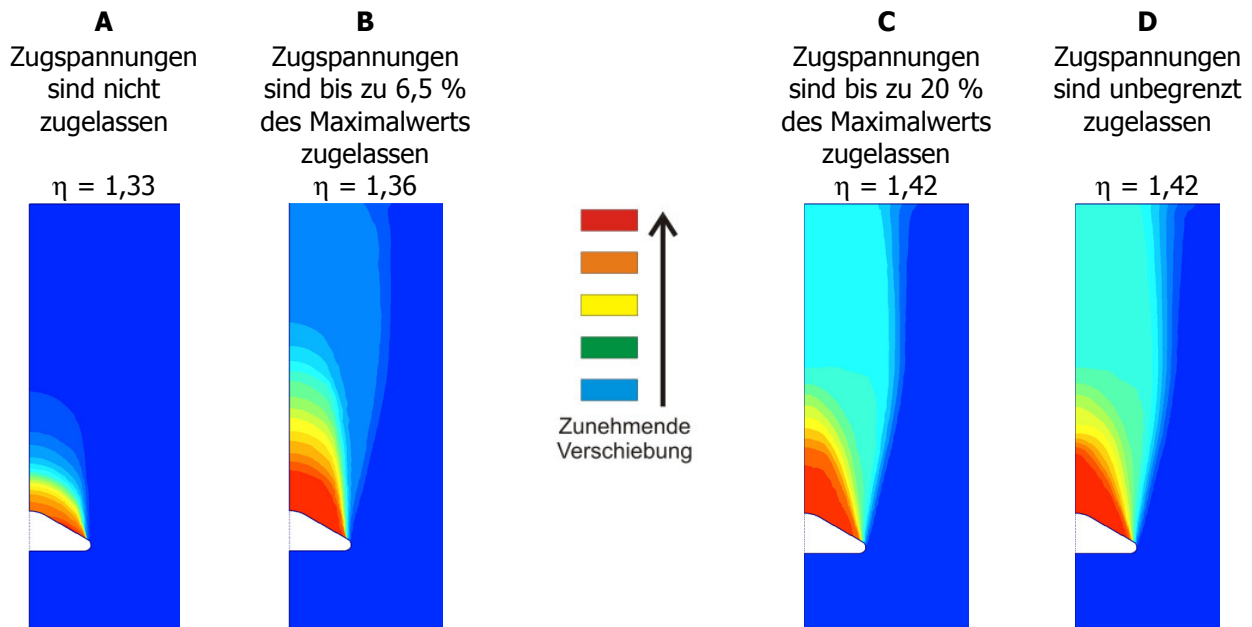


Abbildung 11.25: Inkrementelle Verschiebungen als bunte Schattierungen bei variierenden Anteilen der zugelassenen Zugspannungen nach der φ - c -Reduktion. Dargestellt ist nicht die gesamte Breite des Berechnungsausschnitts.

Die Abbildung 11.25 zeigt die bei der φ - c -Reduktion berechneten Bruchfiguren als inkrementelle Verschiebungen in bunten Abstufungen. Die graphische Darstellung der Rechenergebnisse zeigt bei den zwei Extremen A (ohne zugelassene Zugspannungen) und D (mit zugelassenen Zugspannungen) eine erheblich abweichende Gestalt der Bruchkörper. Werden, wie bei Fall A, Zugspannungen vom Gebirge nicht aufgenommen, bildet sich ein kleinräumiger Bruchkörper in Form eines Gewölbes aus. Die abgestufte Verschiebung ist ein Indiz für den allmählichen vertikalen Verbruch des überlagernden Gebirges. Es ist daher anzunehmen, dass das Gestein Spannungsumlagerungen ausgesetzt ist, die auf einen lokalen Verbruch an der Hohlraumdecke zurückzuführen sind (RUSE 2004). Der Verschiebungsbetrag wird zunehmend geringer und der Verbruch erreicht nicht die Geländeoberfläche. Können Zugspannungen vom Gebirge, wie bei den Fällen B bis D, aufgenommen werden, zeichnet sich mit steigendem Anteil an Zugspannungen ein schlotförmiger Bruchkörper ab. Ein vergleichbares Ergebnis erhielt RUSE (2004) bei der

Betrachtung der Standsicherheit an der ungestützten Ortsbrust beim Tunnelvortrieb. Weiterhin ist beim Vergleich der Abbildungen 11.25 C und D zu erkennen, dass bereits bei einem Grenzwert von 20 kN/m^2 sich der Versagensmechanismus zum inaktiven Zugbruchkriterium, bei dem Zugspannungen im vollen Umfang zugelassen sind, nicht weiter verändert. Das bedeutet, dass bereits bei einem Anteil von 20 % des Maximalwerts der Zugspannungen sich der Standsicherheitsfaktor nicht mehr ändert.

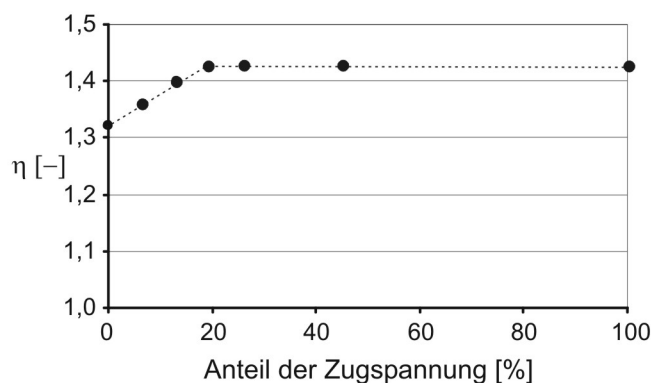


Abbildung 11.26: Prozentueller Anteil der zugelassenen Zugspannung und deren Einfluss auf die Standsicherheit.

Der Einfluss der Zugspannung spiegelt sich nicht nur in den unterschiedlich ausgeprägten Bruchkörpern wider, sondern ebenso in den berechneten Werten der Standsicherheitsfaktoren, die bei inaktivem Zugbruchkriterium mit Zugspannungen $\eta = 1,42$ und bei aktivem Zugbruchkriterium ohne Zugspannungen $\eta = 1,33$ betragen. Diese Abweichung beträgt rund 6,7 %, was, vergleichbar mit den vorherigen Berechnungen in Kapitel 11.3, als ein hoher Wert angesehen werden kann. In Abbildung 11.26 sind für den prozentuellen Anteil der maximal zulässigen Zugspannung die Standsicherheitsfaktoren aufgetragen. Der Kurvenverlauf belegt die Unabhängigkeit des Standsicherheitsfaktors bei einem Anteil von ≥ 20 % des Maximalwerts der Zugspannungen, was einer Zugspannung von über $15,4 \text{ kN/m}^2$ entspricht. Da ein schlotförmiger Bruchmechanismus für die Studie verlangt wird, werden Zugspannungen bei den weiteren Finite-Elemente-Berechnungen zugelassen.

Es ist nun die Frage, ob das Keupergestein aus geologischer Sicht in der Lage ist, die sich aus der geotechnischen Betrachtung ergebenden Zugspannungen aufzunehmen. Es kann die Aussage getroffen werden, dass sich große Auslaugungshohlräume nur in "gesundem" sulfatführendem Gebirge bilden können. In der Umgebung des Auslaugungshohlraums können durch den Absatz von Gipskristallen aus einer übersättigten Calciumsulfatlösung Klüfte und Störungen versiegelt werden. Der Ansatz von Zugspannungen erscheint daher durchaus realistisch.

11.6 Einfluss der Scherparameter c' und ϕ'

Mit diesen Berechnungsreihen wird beschrieben, inwieweit die Standsicherheit von den Scherparametern c' und ϕ' abhängt. Die übrigen Bodenparameter (siehe Kapitel 9.3), das Finite-Elemente-Netz und die Hohlraumgeometrie (vgl. Abbildung 11.6, F) werden aus den vorangegangenen Berechnungen unverändert übernommen.

Nach MEIER (2003; Seite 13) wird bei bindigen Lockergesteinen „die Entwicklung von Tagesbrüchen grundsätzlich von allen im Modell [Stoffgesetz] Mohr-Coulomb integrierten Gesteinsparametern in unterschiedlicher Stärke beeinflusst. Das größte Gewicht hat der Parameter Kohäsion“.

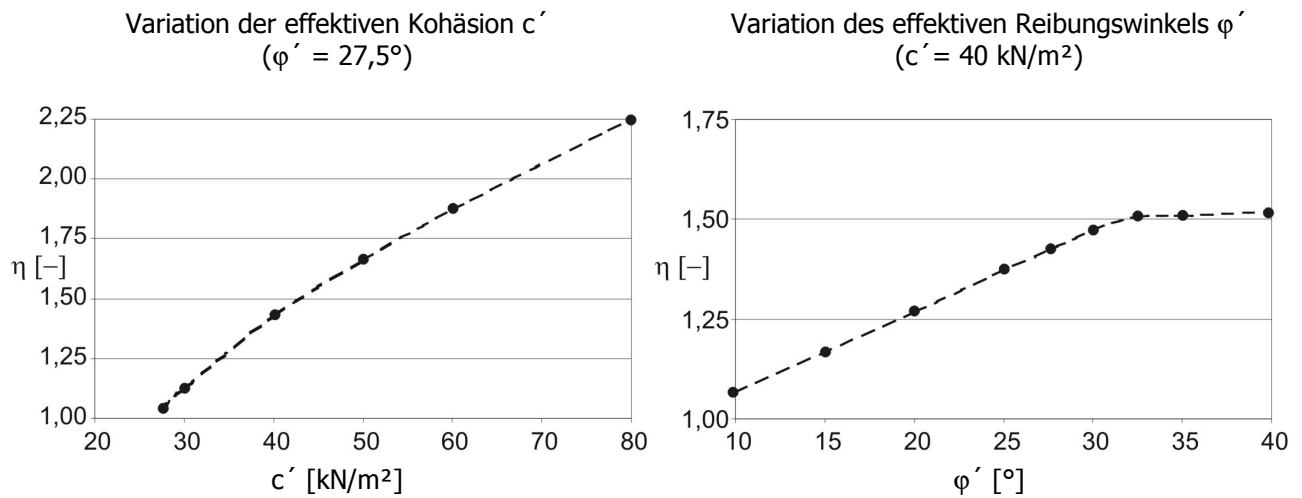


Abbildung 11.27: Variation der effektiven Kohäsion c' und des effektiven Reibungswinkels φ' .

In Abbildung 11.27 sind die Standsicherheitsfaktoren als Funktion der effektiven Kohäsion und des effektiven Reibungswinkels nach der φ - c -Reduktion aufgetragen. Die Verringerung der Scherparameter c' und $\tan \varphi'$ bei gleichbleibender Geometrie zeigt, dass beide erheblichen Einfluss haben. Es ist jedoch fraglich, ob Veränderungen in der Gebirgsfestigkeit in dieser Größenordnung realistisch sind.

Von einigen Autoren wird die Verringerung der Kohäsion, vor allem bei bindigen Lockersedimenten, durch Zutritt von Wasser aus Niederschlägen oder Leckagen angeführt. Durch Abminderung der Scherparameter kann der Zerlegungsgrad (Klüfte, Störungen, Verwitterung und Auslaugung) des Gebirges indirekt Eingang in die Betrachtung finden.

Die Bilderserien der Abbildungen 11.28 bis 11.30 zeigen bei einer Überdeckung H von 10 m, 25 m und 50 m inkrementelle Schubverzerrungen und inkrementelle Verschiebungen bei der Variation der beiden Scherparameter. Für die nicht variierten Scherparameter wird der Ausgangswert von $c' = 40 \text{ kN/m}^2$ und $\varphi' = 27,5^\circ$ beibehalten. Der Hohlraumradius wird bei $r = 5 \text{ m}$ belassen. Anzumerken ist, dass die im Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium enthaltene Zugspannung bei der Variation der Scherparameter theoretisch sehr hohe Werte erreichen kann, doch haben diese keine Auswirkungen auf die η -Werte (vgl. Kapitel 11. 5).

Die Bilderserien der Abbildung 11.28 bis 11.30 zeigen ferner die aus Kapitel 11.4 bekannten Bruchmechanismen in Abhängigkeit von der Überdeckung bei einem konstanten Hohlraumradius von $r = 5 \text{ m}$. Der Schlotverbruch geht mit zunehmender Tiefe in einen reinen Gewölbeverbruch über. Bei einer Überdeckung von $H = 50 \text{ m}$ und einem Reibungswinkel $\varphi' = 10^\circ$ wird keine Standsicherheit über einem η -Wert von 1,0 errechnet.

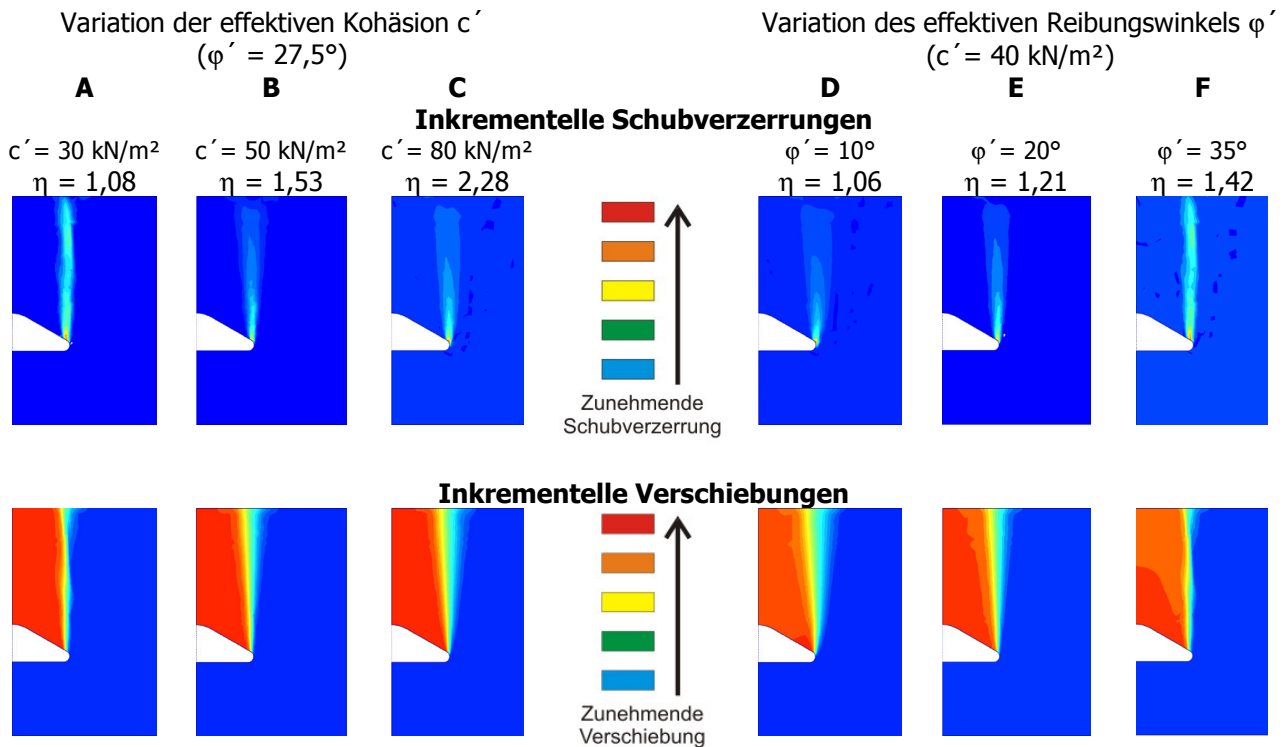


Abbildung 11.28: Variation der Scherparameter bei einer Überdeckung von $H = 10$ ($H/r = 2$).

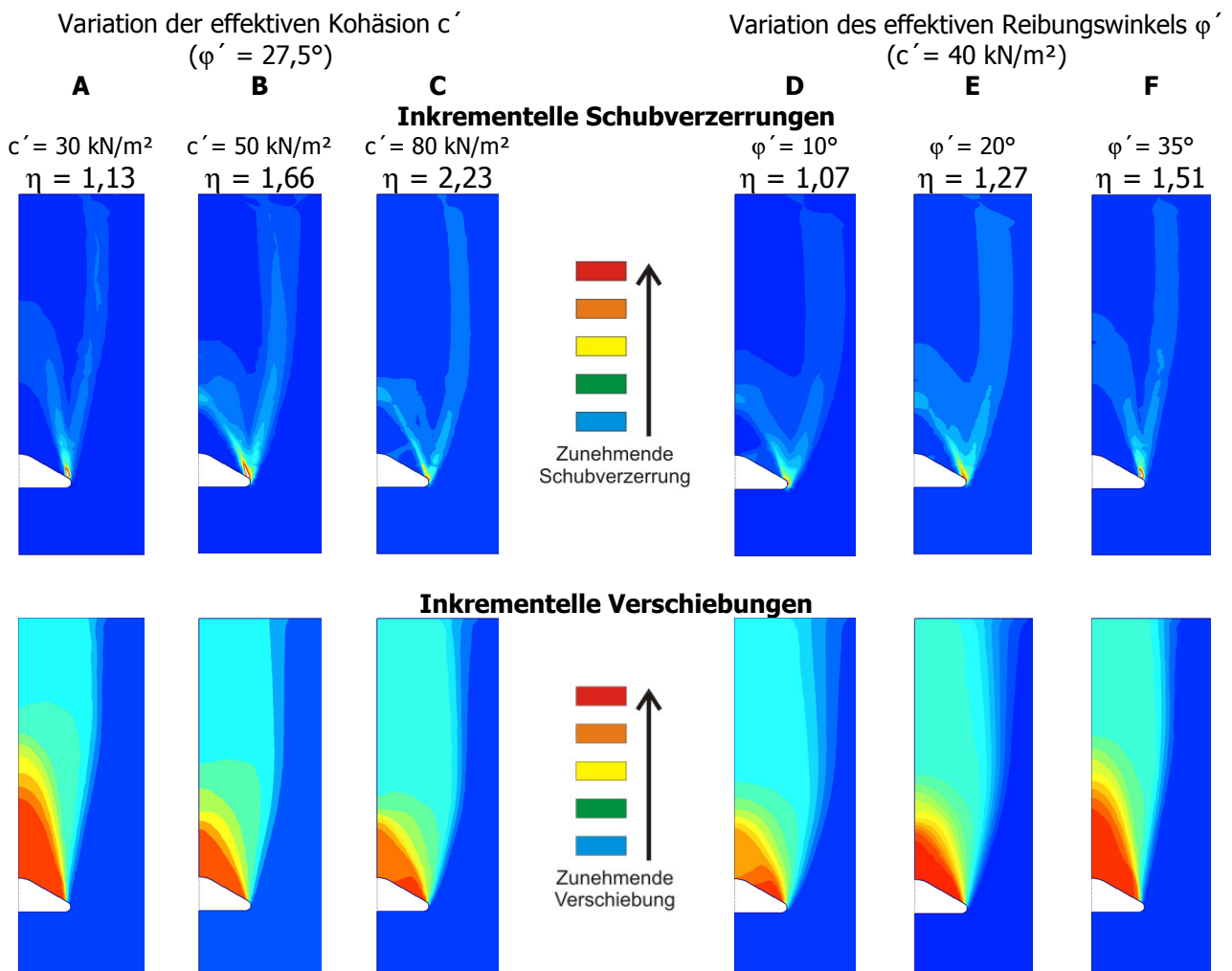


Abbildung 11.29: Variation der Scherparameter bei einer Überdeckung von $H = 25 \text{ m}$ ($H/r = 5$).

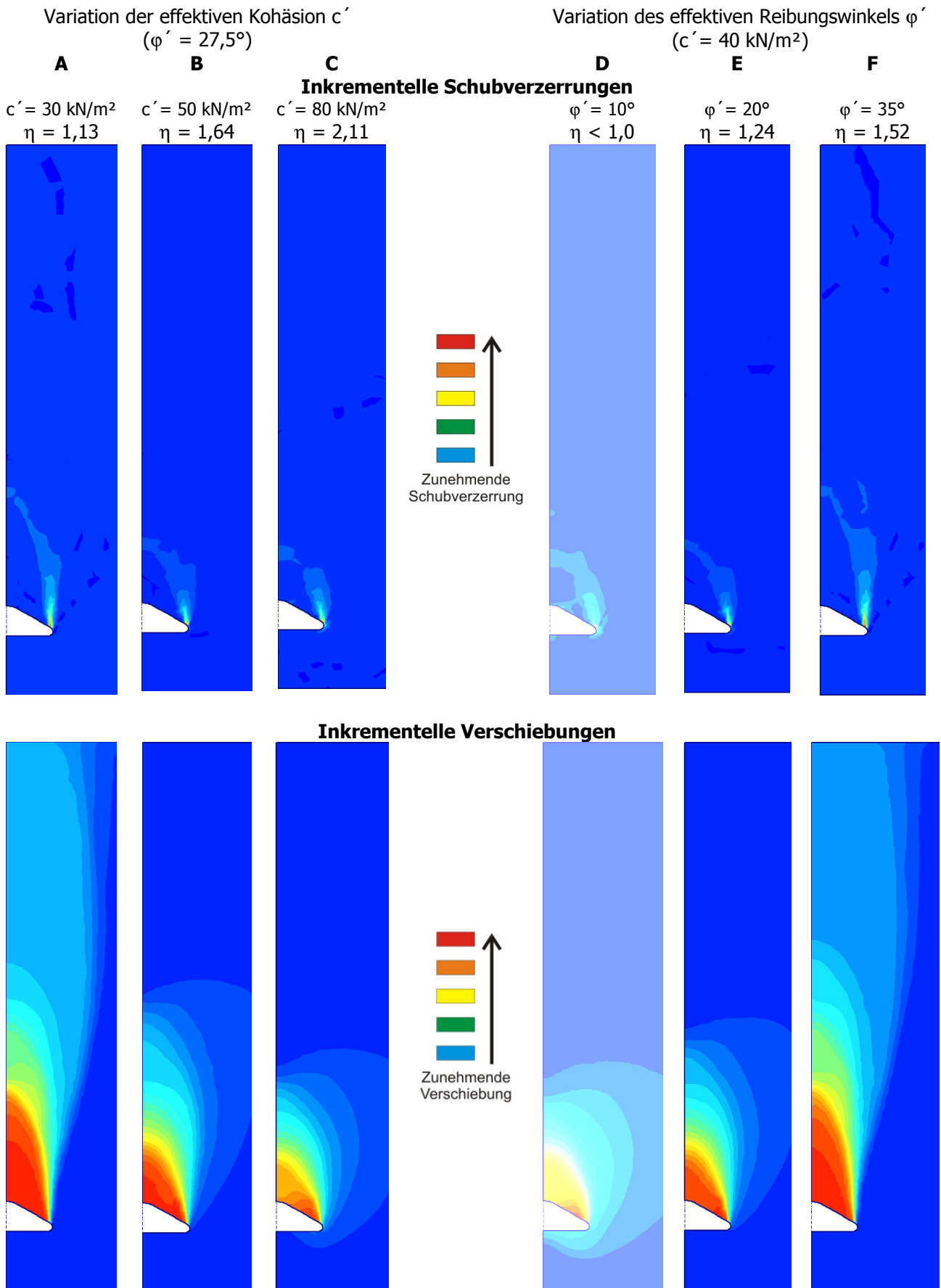


Abbildung 11.30: Variation der Scherparameter bei einer Überdeckung von $H = 50 \text{ m}$ ($H/r = 10$).

Mit zunehmender Scherfestigkeit τ_f steigt die Standsicherheit an. Bei einer Überdeckung von $H = 25$ m und 50 m ändert sich mit den Scherparametern die Höhe des Entlastungsgewölbes (vgl. Abbildung 11.29 und 11.30). Der Bruchkörper verändert sich unterschiedlich: Im Bruchzustand (vgl. Kapitel 10.4) verringert sich die Scheitelhöhe des Gewölbes bei ansteigender Kohäsion und vergrößert sich bei zunehmendem Reibungswinkel. Nach einem analytischen Ergebnis von KOWALSKI (1991) soll sich die Scheitelhöhe der elliptischen Auflockerungszone beziehungsweise unter dem Hohlraum mit zunehmender Zugfestigkeit vergrößern. Dieser Zusammenhang ist bei den hier durchgeführten Finite-Elemente-Berechnungen in umgekehrter Weise zu finden, jedoch zeigen die Berechnungen mit und ohne Zugspannungen (Abbildung 11.25) diesen Trend.

Diese Analyse deutet auf eine Kombination verschiedener Faktoren hin. Die Scherparameter c' und φ' haben einen geringeren Einfluss auf die Ausbildung der Verbruchsart von Gewölbe- oder Schlotverbruch als das Verhältnis des Hohlraumradius zur Überdeckung. Die Scherfestigkeit bestimmt den Standsicherheitsfaktor und wann, bei veränderten mechanischen Eigenschaften, mit dem Verbruch zu rechnen ist. Welcher Verbruch sich beim Unterschreiten der Standsicherheit einstellt, bestimmt wiederum das H/r-Verhältnis. Bei einem großen H/r-Verhältnis ist von einem gewölbeförmigen Verbruch auszugehen und bei einem kleinen H/r-Verhältnis von einem schlotförmigen Verbruch. Als Übergangszone ergibt sich ein H/r-Verhältnis zwischen 2 und 5. Der Übergangspunkt wird bei den Fallbeispielen in Kapitel 13.1.1 eingegrenzt.

Zusammenfassend kann die Aussage getroffen werden, dass die Standsicherheit wesentlich durch die Festigkeit des Gebirges bestimmt wird und die Verbruchsart durch das H/r-Verhältnis. Steigt die Gebirgsstabilität, kann und muss die mobilisierte Scherfestigkeit bei der φ - c -Reduktion weiter verringert werden, um einen Bruchzustand zu erreichen. Die Berechnungen ergeben eine größere Standsicherheit (vgl. Abbildung 11.29 und 11.30), und der Verbruchmechanismus ändert sich hierbei abhängig von der Überdeckung nicht grundlegend.

11.7 Einfluss der Parameter Erdruhedruckbeiwert K_0 und Dilatanzwinkel ψ

Nach den zuvor gemachten Ausführungen verbleibt die Frage, in wie weit die im Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb verwendeten Parameter (Erdruhedruckbeiwert K_0 , Dilatanzwinkel ψ) sich auf die Standsicherheit auswirken. Weiterhin wird geklärt ob die in Kapitel 9.3 vorgegebenen Parameter des Festgesteins geeignet sind, die gegebenen geologischen Verhältnisse realistisch zu beschreiben. Der Elastizitätsmodul E und die Querdehnungszahl ν haben auf die Standsicherheit keinen direkten Einfluss, da diese das elastische Verhalten des Materials und nicht dessen Bruchverhalten beschreiben.

Im Rahmen der nachfolgenden Analyse soll aufgezeigt werden, in wie weit der Primärspannungszustand (siehe Kapitel 9.7) die Stabilität des Gebirges während der φ - c -Reduktion beeinflusst. Mit einem axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netz (vgl. Abbildung 11.6 F) soll geklärt werden, ob sich veränderte Horizontalspannungen auf die Standsicherheit auswirken. Die Bodenparameter werden unverändert übernommen, und der Erdruhedruckbeiwert wird zwischen 0,25 und 2,00 variiert.

Bei der Verwendung eines elastisch-idealplastischen Stoffgesetzes wie dem nach Mohr-Coulomb hängt der Endwert von K_0 stark von den angenommenen Werten der Querdehnungszahl ν ab. Die Querdehnungszahl ist dementsprechend so zu wählen, dass sich für K_0 realistische Werte ergeben. Diese liegen im Bereich zwischen 0,3 und 0,4 (BRINGGREVE 2003 a). Die Werte für K_0 werden bei der Finite-Elemente-Berechnung gemäß der Gleichung

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (11.2) \text{ generiert.}$$

Diese Vorgehensweise erlaubt bei Eingabe von Querdehnungszahlen $\nu < 0,5$ maximale Erdruhedruckbeiwerte von $K_0 < 1$. Für die Generierung höherer horizontaler Primärspannungen ist die K_0 -Prozedur zu verwenden, bei der der Endwert von K_0 direkt eingegeben werden kann. Vergleichsrechnungen haben bestätigt, dass, unabhängig vom Berechnungsverfahren des Primärspannungszustandes, sich bei einer Querdehnungszahl von $\nu = 0,35$ und einem Erdruhedruckbeiwert von $K_0 = 0,538$ übereinstimmende Standsicherheitsfaktoren ergeben.

Aus den geologisch-geotechnischen Bedingungen für den Raum Stuttgart werden für den Unterjura erhöhte Erdruhedruckbeiwerte K_0 angenommen (WITTKKE 2004). Die überkonsolidierten Gebirgszustände können aus einer inzwischen erosiv entfernten Gebirgsauflast, aus einer besonderen topographischen Lage oder aus einer tektonischen Beanspruchung resultieren. Für das Erdfallgebiet Stuttgart-Bad Cannstatt ist mit einer Abminderung des Seitendruckes auf Grund des Verwitterungszustands des Gebirges und der Auslaugungstätigkeit, verknüpft mit Hohlraumbildungen, zu rechnen. Erhöhte Horizontalspannungen sind im Bereich des in Auslaugung begriffenen und durch Verwitterung beeinflussten Gipskeupers abgebaut.

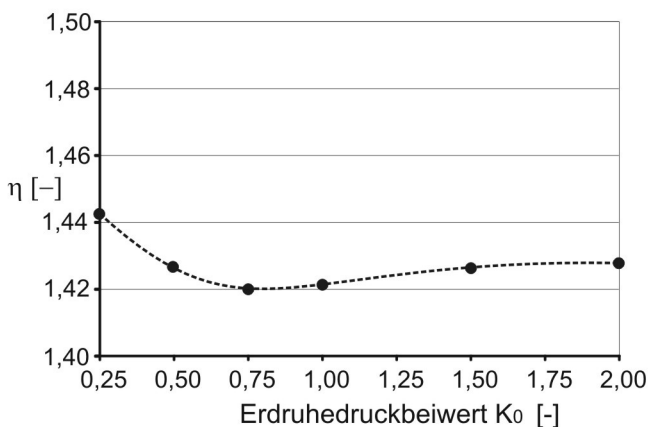


Abbildung 11.31: Verlauf der Standsicherheitsfaktoren bei ansteigendem K_0 -Wert.

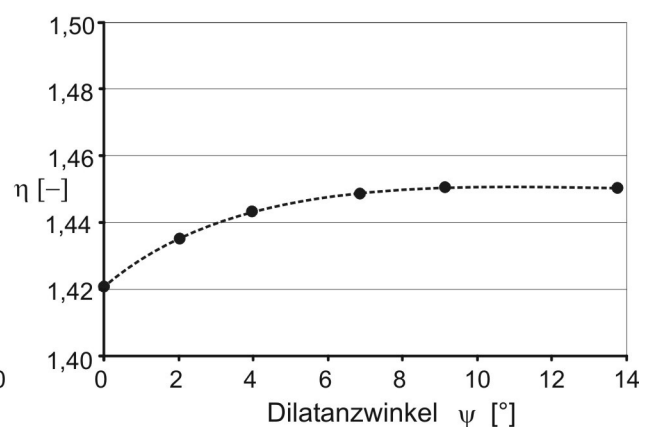


Abbildung 11.32: Verlauf der Standsicherheitsfaktoren bei zunehmendem Dilatanzwinkel.

Im Diagramm der Abbildung 11.31 sind die Standsicherheitsfaktoren über dem Erdruhedruckbeiwert aufgetragen. Die Standsicherheit schwankt über das gesamte Spektrum zwischen den Werten $\eta = 1,421$ und $\eta = 1,442$, was einer Abweichung von maximal 1,5 % entspricht. Ein lokales Minimum liegt im Bereich zwischen $K_0 = 0,50$ bis $K_0 = 1,00$. Für ein ausgelaugtes Residualgestein nimmt PENZEL (1980) näherungsweise einen K_0 -Wert von 1,0 an. Die Standsicherheit scheint oberhalb eines K_0 -Werts von 1,5 unabhängig vom Erdruhedruckbeiwert zu

sein. Da diese Werte unrealistisch hoch und aufgrund der Geologie nicht zu erwarten sind, wird der Erdruhedruckbeiwert bei $K_0 = 0,538$ belassen. Dieser für ein verwittertes, ausgelaugtes und teils plastifiziertes Sulfatgebirge plausible Wert ergibt sich aus der eingangs festgelegten Querdehnungszahl von $\nu = 0,35$.

Für ein dilatantes Gestein muss angenommen werden, dass sich die Standsicherheit durch die resultierende Volumendehnung gegenüber dem dilatanzlosen Material verändert. Für das standardisierte Festgestein wird ein hypothetischer Dilatanzwinkel als prozentualer Anteil des effektiven Reibungswinkels von $\varphi' = 27,5^\circ$ angenommen. Abbildung 11.32 zeigt, dass vorhandene Dilatanz die Standsicherheit geringfügig begünstigt. Vergleichbar zum K_0 -Wert ist im dilatanten Gebirge eine leicht positive Beeinflussung der Standsicherheit vorzufinden (vgl. Abbildung 11.31). Aus diesem Grund wird der Dilatanzwinkel für die weiteren Berechnungen gleich Null gesetzt.

12 Dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen

12.1 Randbedingungen und Diskretisierung

In Kapitel 11 werden die Einflusskriterien der Diskretisierung, die Größe des Finite-Elemente-Netzes, der Hohlraumgeometrie und der Mohr-Coulomb'schen Bodenparameter auf die Standsicherheit beim axialsymmetrischem Finite-Elemente-Netz aufgezeigt. Die Ergebnisse lassen sich als Mindestanforderungen auf die dreidimensionalen Finite-Elemente-Netze übertragen, um eine feststellbare Beeinflussung des Rechenergebnisses zu minimieren. Bei den dreidimensionalen Finite-Elemente-Netzen wird ein Viertel der gesamten dreidimensionalen Hohlraumgeometrie dargestellt, und mit der φ -c-Reduktion werden Standsicherheiten berechnet. Die ausführliche Beschreibung der dreidimensionalen Finite-Elemente-Netze ist Kapitel 9.4 zu entnehmen.

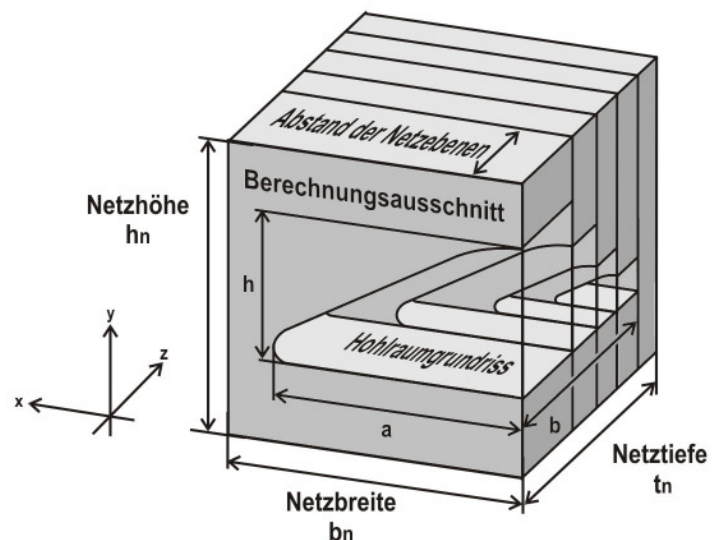


Abbildung 12.1: Dreidimensionales Finite-Elemente-Netz mit Hohlraumgeometrie. Nicht maßstabsgerecht.

Der Berechnungsausschnitt der axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netze (Abbildung 12.1) wird übernommen und durch Einfügen weiterer identischer Finite-Elemente-Netzebenen in die Tiefe erweitert. Der Abstand der Hohlraumgeometrie zum seitlichen Netzrand beträgt zweimal die lange Halbachse a und zum hinteren Netzrand dreimal die kurze Halbachse b . Diese Randbedingungen ergeben eine Netzbreite von $b_n = 40$ m, eine Netzhöhe von $h_n = 43$ m und eine Netztiefe von $t_n = 20$ m. Die Hohlraumfirste befindet sich bei einer Überdeckung von $H = 35$ m. Im Verlauf der Variation der Hohlraumgeometrie verringert sich dieser Wert geringfügig, die Hohlraumsohle befindet sich konstant bei 38,5 m u. GOK.

Das zweidimensionale Finite-Elemente-Netz wird, je nach Größe der Hohlraumgeometrie, mit 290 bis 430 sechsknotigen Dreieckselementen diskretisiert. Durch die Erweiterung zum dreidimensionalen Finite-Elemente-Netz in Richtung der z -Achse enthält es 2600 bis 4300 15-knotige Pentaederelemente und erreicht bei einer mittleren Elementlänge von 0,7 m die notwendige Genauigkeit. Der Abstand zwischen den Finite-Elemente-Netzebenen ist entlang der z -Achse im Bereich des Hohlraums geringer und vergrößert sich zum hinteren Netzrand hin (Abbildung 12.2).

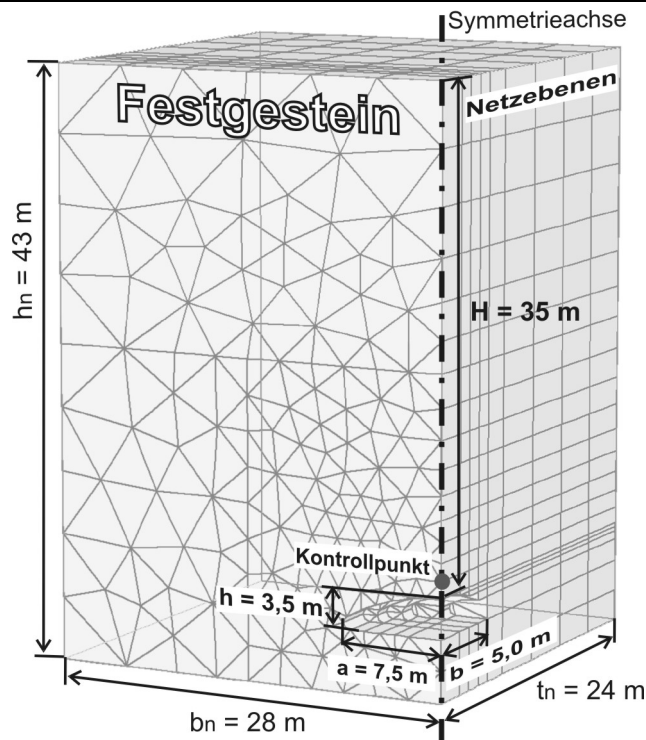


Abbildung 12.2: Beispiel für ein in Kapitel 13.1.3 verwendetes dreidimensionales Finite-Elemente-Netz.

12.2 Dreidimensionale Hohlraumgeometrie und -variationen

Mit den dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen lässt sich die beim Auslaugungshohlraum "Ihmlingstraße" (vgl. Abbildung 6.4) anzutreffende Auslenkung der Hohlraumachsen erfassen. Die Hohlraumgeometrie unterscheidet sich von der axialsymmetrischen Hohlraumgeometrie (vgl. Kapitel 11.2.2) darin, dass die Hohlraumgrundfläche einer Ellipse angenähert wird. Aufgrund der Anordnung der Finite-Elemente-Netzebenen in Richtung der z-Achse ist der Hohlraum abgestuft (Abbildung 12.3). In Berechnungsreihe 3 (Kapitel 13.1.3) wird die Hohlraumgeometrie variiert. Die einer Ellipse angenäherte Hohlraumgrundfläche verändert sich wie in Abbildung 12.3 dargestellt. Dabei wird die kurze Halbachse b konstant auf 5 m festgesetzt und die lange Halbachse a in Schritten von 2,5 m vergrößert.

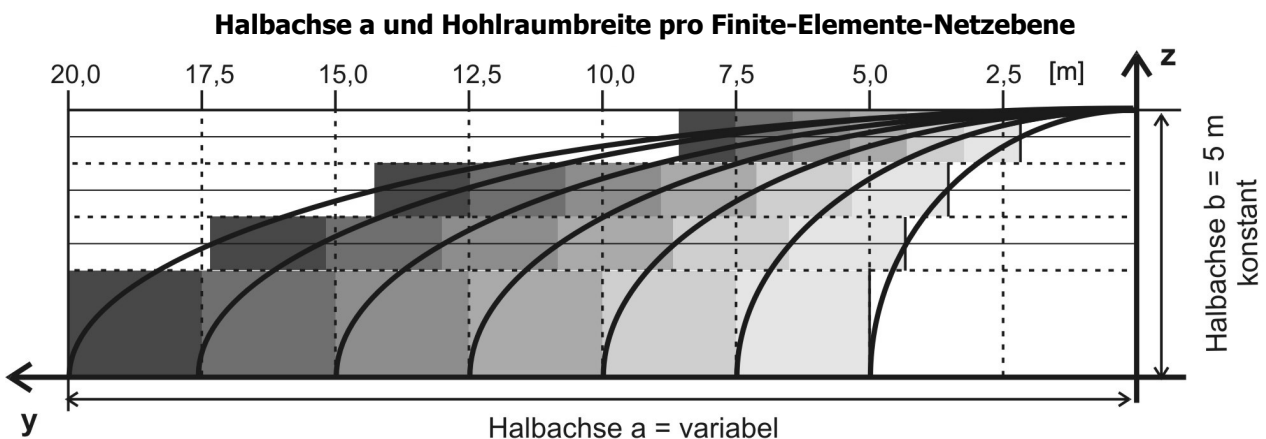


Abbildung 12.3: Variation der Hohlraumgrundfläche über das Halbachsenverhältnis.

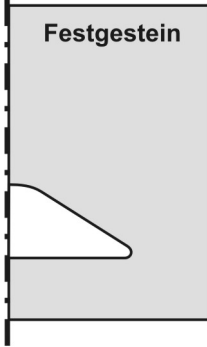
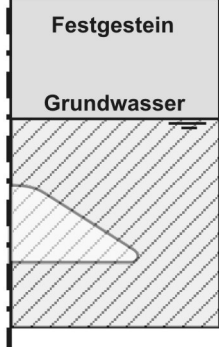
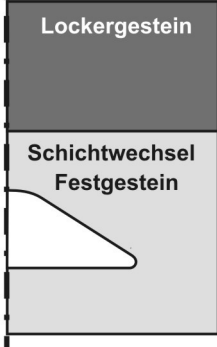

13 Fallbeispiele

13.1 Idealisierte Fallbeispiele

Bei vier idealisierten Fallbeispielen werden, einzeln und kombiniert, die Einflüsse von Grundwasser und eines Schichtwechsels von Fest- zu Lockergestein einbezogen (Tabelle 13.1). In Berechnungsreihen mit axialsymmetrischen Finite-Element-Netzen werden die Mächtigkeit und Art der Überdeckung, sowie der Hohlraumradius variiert (ROGOWSKI & SCHWEIKARDT 2006, SCHWEIKARDT 2007). Bei den dreidimensionalen Finite-Element-Netzen wird die Hohlraumgeometrie verändert. Die idealisierten Fallbeispiele liefern Vergleichswerte der Standsicherheit für die Bewertung des sich anschließenden Fallbeispiels Stuttgart-Bad Cannstatt mit geschichtetem Gebirge.

Tabelle 13.1: Übersicht der Fallbeispiele mit den zugehörigen Berechnungsreihen.

Fallbeispiel	Grundwasser	Schichtwechsel	Axialsymmetrische Finite-Elemente-Berechnungen		Dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen
			Berechnungsreihe 1 und 1a	Berechnungsreihe 2	Berechnungsreihe 3
A	-	-	Berechnungen siehe Kapitel 11.4	Variation des Hohlraumradius bei konstanter Überdeckung von 35 m	Variation der Hohlraumgeometrie über das Halbachsenverhältnisse a/b bei konstanter Überdeckung von 35 m
B	+	-	Variation der Überdeckungsmächtigkeit bei konstantem Hohlraumradius $r = 5\text{ m}$		
C	-	+			
D	+	+			

Fallbeispiele			
A	B	C	D
			

In der erste Berechnungsreihe wird mit axialsymmetrischen Finite-Elemente-Berechnungen die Standsicherheit bei verschiedenen Überdeckungen und konstantem Hohlraumradius in allen vier idealisierten Fallbeispielen bestimmt. Um Vergleichswerte für die dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen zu erhalten, wird in einer zweiten Berechnungsreihe bei gleichbleibender Überdeckung der Hohlraumradius schrittweise vergrößert. Die dritte Berechnungsreihe umfasst

13.1.1 Berechnungsreihe 1 und 1a – Variation der Überdeckung

Die Berechnungsreihe 1 soll klären, inwieweit Grundwasser und eine Lockergesteinsdecke sich auf die Standsicherheitsfaktoren bei axialsymmetrischen Finite-Elemente-Berechnungen auswirken. Die Überdeckung H wird bei gleichbleibendem Hohlraumradius von $r = 5$ m verändert.

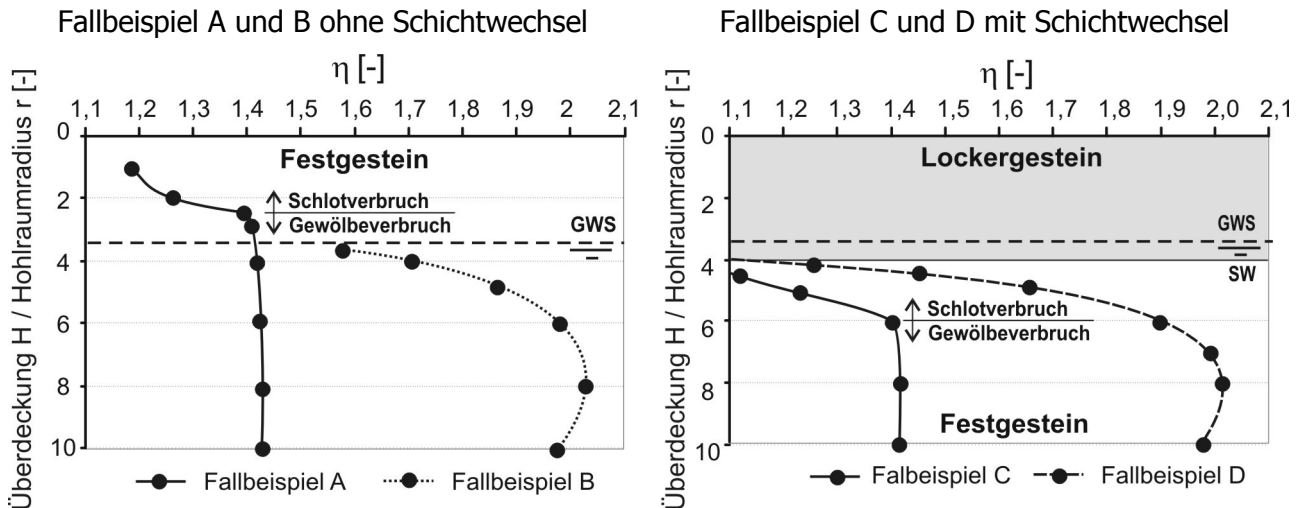


Abbildung 13.2: Tiefenabhängiger Verlauf der Standsicherheitsfaktoren, bei den idealisierten Fallbeispielen (GWS = Grundwasserspiegel, SW = Schichtwechsel).

Die Diagramme der Abbildung 13.2 zeigen den tiefenabhängigen Verlauf der Standsicherheitsfaktoren bei einem H/r -Verhältnis zwischen 1 und 10. Im Nachfolgenden werden die tiefenabhängigen Standsicherheitswerte der Fallbeispiele B bis D dem Kurvenverlauf im durchgängigen Festgesteinskörper des Fallbeispiels A gegenübergestellt. Die Standsicherheitswerte für das **Fallbeispiel A** wurden aus Kapitel 11.4 übernommen; eine detaillierte Besprechung der Ergebnisse ist dort zu finden.

Der Kurvenverlauf bei **Fallbeispiel B** zeigt, dass der Standsicherheitsfaktor unterhalb des Grundwasserspiegels größer ist. Der Maximalwert von $\eta = 2,0$ wird bei einem H/r -Verhältnis zwischen 7 und 8 erreicht. Das ist der Tiefenbereich innerhalb dessen der vermessene Auslaugungsraum "Ihmlingstraße" liegt. Zur Geländeoberfläche nimmt die Standsicherheit ab und nähert sich oberhalb des Grundwasserspiegels dem Kurvenverlauf des Fallbeispiels A an.

Unterhalb des Grundwasserspiegels werden die effektiven Spannungen bei gleichbleibenden mechanischen Gebirgseigenschaften (Scherfestigkeit, Zugspannungen) abgemindert. Der Anstieg der Standsicherheitsfaktoren ist daher lediglich auf die statische Einwirkung des Grundwassers zurückzuführen. Infolge des Auftriebs verringert sich die Gebirgswichte unterhalb des Grundwasserspiegels auf $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$. Ein möglicherweise stabilisierend wirkender hydrostatischer Stützdruck des Grundwassers innerhalb des Hohlraums lässt sich mit den verwendeten Bodenparametern und Finite-Elemente-Einstellungen nicht nachweisen. Das Hochbrechen der Auslaugungshohlräume wird, wie ein höherer Standsicherheitsfaktor von $\eta = 2,0$ andeutet, verlangsamt. HOLLMANN et al. (2004) bestätigen diese Aussage aus Beobachtungen für den rückläufigen Verbruch von Tagesbrüchen über "abgesoffenen" Bergbauen.

Der Kurvenverlauf bei **Fallbeispiel C** gibt die Auswirkung der quartären Überdeckung auf die Standsicherheit wieder. Gegenüber den Berechnungen im homogenen Gebirgskörper zeigt sich, dass beim geschichteten Gebirge mit Erreichen des Schichtwechsels ein deutlicher Rückgang der Standsicherheit zu verzeichnen ist. Aufgrund der geringeren Scherfestigkeit des Lockergesteins gegenüber dem Festgestein ist die Überdeckung nicht in der Lage, den vorgegebenen Hohlraum mit einem Radius von $r = 5$ m zu überbrücken, und es folgt ein vertikaler Verbruch.

Der Kurvenverlauf bei Fallbeispiel A zeigt, dass bei einem Verhältnis der Überdeckung zum Hohlraumradius von $H/r < 3$ die tiefenunabhängige Standsicherheit stark zurückgeht. Eine Auswertung der inkrementellen Schubverzerrungen in Kapitel 11.4 ergab, dass der Hohlraum unterhalb dieses Wertes zum Schlotverbruch tendiert. Vergleicht man diesen Sachverhalt mit dem Kurvenverlauf bei Fallbeispiel C, ist wiederum ein Knickpunkt bei einem H/r -Verhältnis von 6 zu finden. Unterhalb dieses Wertes ist der Hohlraum einsturzgefährdet, da der Gewölbeverbruch in einen Schlotverbruch übergeht.

Die Berechnung des Standsicherheitsfaktors bei **Fallbeispiel D** zeigt, vergleichbar dem Fallbeispiel B, dass unter Grundwasser die Werte der Standsicherheit aufgrund der verringerten Wichte in den liegenden Festgesteinen höher sind und am Schichtwechsel auf einen η -Wert von $\leq 1,1$ abfallen. Natürliche Grundwasserschwankungen von mehreren Metern sind eher unrealistisch und verändern den statischen Zustand des Gebirges der tiefliegenden Hohlräume nur unwesentlich. Vielmehr ist zu erwarten, dass sich bei längerfristiger Bewässerung der Lockergesteine die gesättigte Kapillarzone zur Geländeoberfläche hin verschiebt. Leckagen und Niederschlagswässer können die Suffosion und innere Erosion begünstigen, den Gebirgskörper schwächen, die Scherfestigkeit verringern und die Erdfallbildung fördern.

Um das Fallbeispiel D zu ergänzen, wird eine weitere **Berechnungsreihe 1a** durchgeführt. Es wird eine verringerte Kohäsion der Lockersedimentdecke infolge der Verwitterung und erhöhter Durchfeuchtung in die Betrachtung einbezogen. Die effektive Kohäsion c' der 20 m mächtigen Lockersedimentdecke wird mit den Werten 1, 5, 10 und 20 kN/m² variiert. Der effektive Reibungswinkel wird bei $\phi' = 27,5^\circ$ belassen (vgl. Kapitel 9.4). Der vertikale Abstand des Hohlraumfirstes zum Schichtwechsel beträgt 0,1, 5,0, 10,0, 15,0 und 25,0 m. Das H/r -Verhältnis entspricht demnach Werten zwischen ≈ 4 und 9. Der Grundwasserspiegel verbleibt bei einer Tiefe von 18 m. Die Ergebnisse der Berechnungsreihe sind in Abbildung 13.3 dargestellt. Wie bei Fallbeispiel D verdeutlichen die Kurvenverläufe der Standsicherheit, dass beim Hochbrechen des Auslaugungshohlraums in geringer kohäsive Gesteinslagen die Standsicherheit bereits unterhalb des Schichtwechsels stark zurückgeht. Die Deckschichten könnten bei einer Kohäsion von $c' \geq 10$ kN/m² den vorgegebenen Hohlraum am Schichtwechsel gerade noch standsicher überbrücken. Die aufgetragenen Kurvenverläufe der Standsicherheitsfaktoren unterscheiden sich bei einer Kohäsion von $c' < 10$ kN/m² nur unwesentlich. Der Hohlraum kann vom hangenden Gebirgspaket nicht mehr überspannt werden.

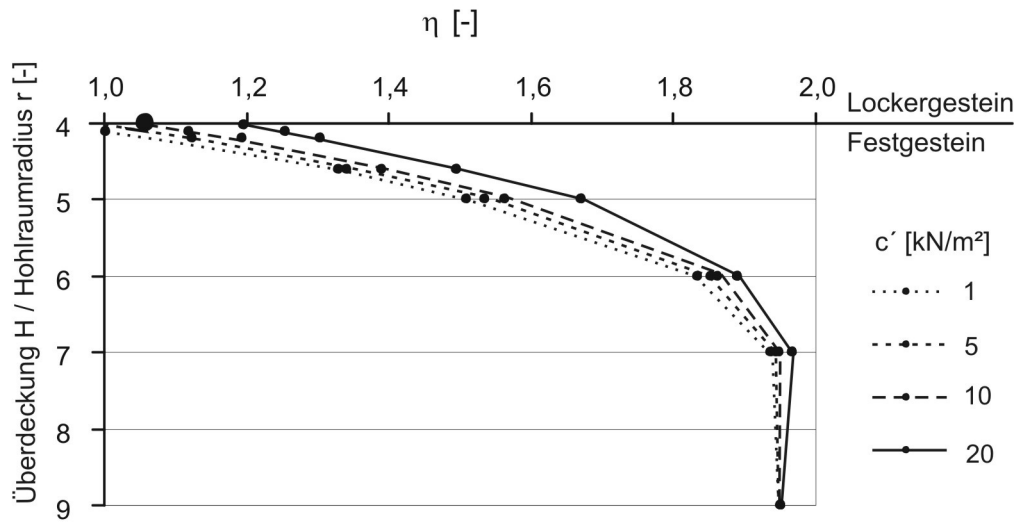


Abbildung 13.3: Standsicherheiten bei Fallbeispiel D mit variiert Kohäsion im Lockergestein.

Nach MEIER (2003) erfolgt der Hochbruch im geschichteten Gebirge schichtweise, wobei die Kohäsion die Geschwindigkeit der Verbrüche beeinflusst. Innerhalb einer homogenen Gesteinsschicht können die Nachbrüche aufgrund von zeitabhängiger Spannungumlagerung schubartig stattfinden. Unter hoch kohäsiven Schichten kann der Hochbruchprozess temporär oder permanent zum Stillstand kommen. Der Durchmesser des Verbruchs entspricht bei Lockersedimenten in etwa der Breite des verbruchverursachenden Hohlrums (MEIER 2003). Für die Dimension der Erdfälle im Arbeitsgebiet erlaubt dies die Aussage, dass Erdfälle mit kleinen Durchmessern, mehrere Dezimeter bis einen Meter, aus dem vertikalen Verbruch kleiner flachgründiger Hohlräume im Lockergestein resultieren (Abbildung 13.4, Fall A). Der Auslaugungshohlraum verändert seine Tiefenlage zuerst durch Hochbrechen im Festgestein (Verbruchshohlraum) und dann durch Nachsacken der Lockergesteine, bis die Absenkung als kleiner Erdfall zutage tritt (vgl. Abbildung 3.3). Der Erdfallschacht weist bei diesem Vorgang eine geringe Tiefe auf, da das Verbruchsvolumen nach und nach im engen Aufstiegsschlot des vertikalen Verbruchs verarbeitet werden muss. Große Erdfälle mit Durchmessern von mehreren Metern gehen auf den Verbruch großer Auslaugungshohlräume im Festgestein zurück. Das hangende Gestein kann den Auslaugungshohlraum (oder Verbruchshohlraum) nicht überbrücken und wird komplett durchschlagen (vgl. Kapitel 11.4). Es bilden sich tiefe Erdfallschächte, da der Auslaugungshohlraum ein großes Verbruchsvolumen aufnehmen kann (Abbildung 13.4, Fall B).

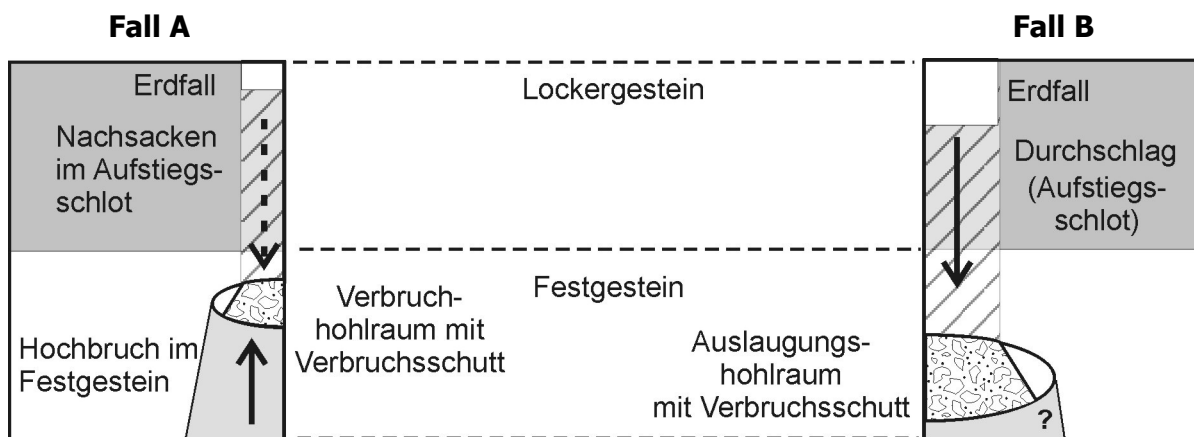


Abbildung 13.4: Schematischer Zusammenhang zwischen Hohlraumgröße, Überdeckung und Verbruch.

Zusammenfassend lassen sich bei der Variation der Überdeckung aus den Fallbeispielen, insbesondere A und C, folgende Schlüsse ziehen:

- Bei den Fallbeispielen B und D verringert das Grundwasser die effektiven Spannungen und erhöht damit die Standsicherheit. Es ist jedoch zu erwarten, dass der Umfang der berechneten zunehmenden Standsicherheit in der Realität durch Verwitterungs- und Auslaugungsprozesse gedämpft wird.
- Die maximalen Werte der Standsicherheitsfaktoren im Festgestein bei den Fallbeispielen A und C, sowie B und D unterschieden sich kaum. Aus den Bodenkennwerten und dem für die Berechnungen vorgegebenen Hohlraumradius von $r = 5$ m ergibt sich eine maximale Standsicherheit für das Festgestein. Auslaugungshohlräume sind demnach, unabhängig von der Mächtigkeit der überlagernden Lockergesteine, standsicher, solange sie sich im Festgestein befinden. Das Lockergestein ist hingegen nicht in der Lage, den vorgegebenen Hohlraum standsicher zu überbrücken, und der Hohlraum verbricht zum Erdfall.
- Bei den Fallbeispielen A und C zeigt der Knickpunkt in den Kurvenverläufen (Abbildung 13.2) den Übergang vom Gewölbe- zum Schlotverbruch an. Die tiefenunabhängige Standsicherheit im Festgestein reduziert sich bei Annäherung an die Geländeoberfläche oder Lockergesteinsdecke. Die Ursache der rückläufigen Standsicherheit ist in dem sich nicht mehr komplett ausbildenden Entlastungsgewölbe zu suchen (Abbildung 9.9). Die Auflockerungszone innerhalb des druckentlasteten Gewölbes erreicht die Lockergesteine mit geringerer Scherfestigkeit. Die Lockergesteine können den geschwächten Festgesteinsverband nicht überbrücken, und es entwickelt sich ein Verbruch gemäß Fall A oder B, je nach Größe des Hohlraums.

13.1.2 Vergleich der Standsicherheitsfaktoren

Den dreidimensionalen Berechnungen vorausgehend, soll ein **Vergleich der Standsicherheitsfaktoren** zeigen, ob sich für axialsymmetrische und dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen bei flächengleicher und kreisrunder Hohlraumgeometrie übereinstimmende Standsicherheiten ergeben. Beim axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netz wird ein Hohlraumradius von $r = 5$ m angesetzt. Beim dreidimensionalen Finite-Elemente-Netz entspricht dies einem Halbachsenverhältnis von $a/b = 1$ mit Halbachsenlängen von $a = b = 5$ m.

In Abbildung 13.5 sind die Reduktions-Verschiebungs-Kurven der Fallbeispiele A ohne Grundwasser und B mit Grundwasser dargestellt. Es zeigt sich, dass trotz veränderter Hohlraumgeometrie die axialsymmetrischen und dreidimensionalen Finite-Elemente-Netze nur gering voneinander abweichende Standsicherheitsfaktoren ergeben. Für die weiteren Berechnungen ist daher der Vergleich der Standsicherheitsfaktoren, ausgehend von der übereinstimmenden Hohlraumgröße, möglich. Bei Fallbeispiel B ist der Kurvenverlauf einer zweidimensionalen Finite-Elemente-Berechnung eingefügt. Diese zeigt im Vergleich zu den räumlichen Darstellungen der Hohlraumgeometrie eine deutlich reduzierte Standsicherheit (vgl. Kapitel 11.1).

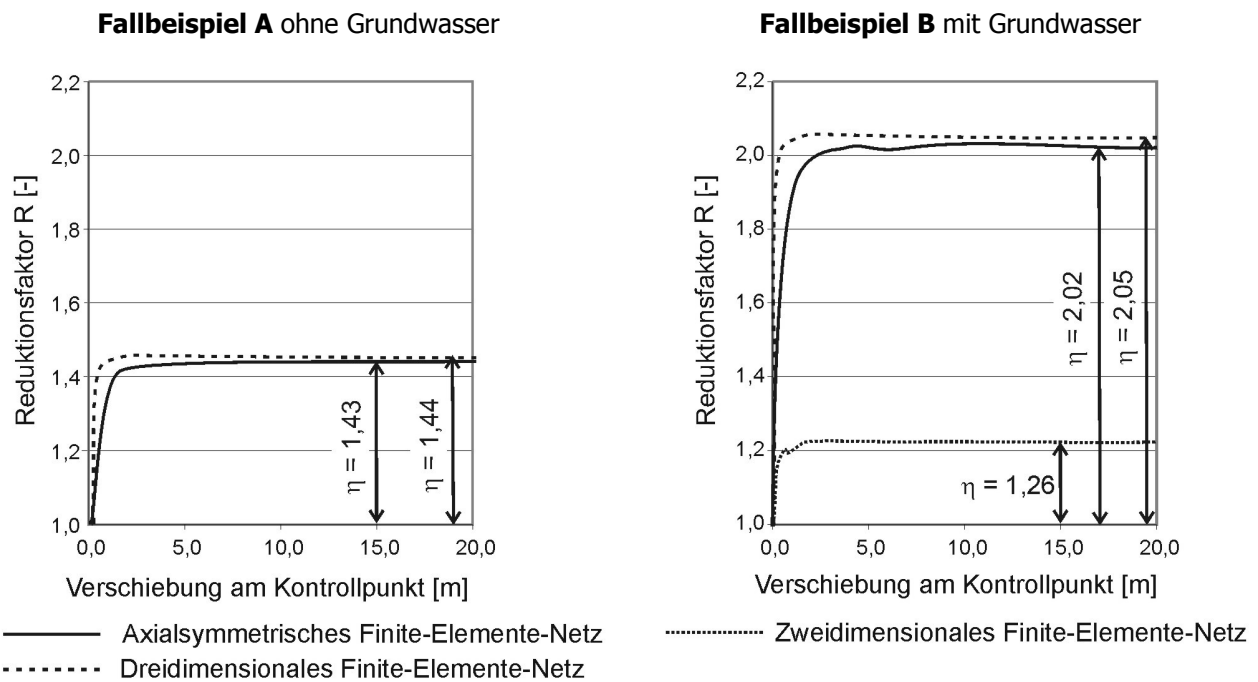


Abbildung 13.5: Reduktions-Verschiebungs-Kurven bei den idealisierten Fallbeispielen A und B.

13.1.3 Berechnungsreihe 2 und 3 – Variation der Hohlraumgeometrie

Bei den Berechnungsreihen 2 und 3 werden mit einem axialsymmetrischen und dreidimensionalen Finite-Elemente-Netz mit variiertem Hohlraumgeometrie die Fallbeispiele A bis D berechnet. Beim axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netz wird der Hohlraumradius zwischen 1 und 14 m variiert und beim dreidimensionalen Finite-Elemente-Netz wird, wie in Kapitel 12.2 aufgezeigt, die Hohlraumgeometrie über das Halbachsenverhältnis zwischen $a/b = 1$ bis 4 verändert. Die Diskretisierung der dreidimensionalen Finite-Elemente-Netze wird, wie in Kapitel 12.1 beschrieben, vorgenommen. Die axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netze werden aus Kapitel 13.1.1 übernommen (vgl. Abbildung 13.1).

Die Abbildungen 13.6 und 13.7 zeigen die Abnahme der Standsicherheitsfaktoren bei zunehmender Hohlraumgröße für die axialsymmetrische Berechnungsreihe 2 und die dreidimensionale Berechnungsreihe 3. Der Standsicherheitsfaktor ist als Funktion der Hohlraumgrundfläche dargestellt. Die Variationen der Hohlraumgeometrie ergeben die bekannten annähernd übereinstimmenden Verläufe der Standsicherheitsfaktoren bei der Variation der Überdeckung für die Fallbeispiele A und C, sowie B und D (vgl. Kap 13.1.1). Bei dieser Berechnungsreihe deutet die Übereinstimmung darauf hin, dass eine Lockergesteinsdecke sich nur gering auf die Stabilität des tiefliegenden Auslaugungshohlraumes auswirkt. Die axialsymmetrische Finite-Elemente-Berechnung der Fallbeispiele C (ohne Grundwasser) und D (mit Grundwasser) bestätigt die Annahme, dass eine 20 m mächtige Lockersedimentdecke mit verringerter Kohäsion kaum Einfluss auf die Standsicherheit des im Festgestein liegenden Auslaugungshohlraumes besitzt. Erst durch den vertikalen Hohlraumverbruch zur Lockersedimentdecke hin verringert sich die Standsicherheit auf eine kritische Größe von $\eta \leq 1,1$ (vgl. Kapitel 13.1.1).

Bei der dreidimensionalen Hohlraumgeometrie der Fallbeispiele B und D (mit Grundwasser) strebt die Standsicherheit der dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen gegen einen Grenzwert von $\eta = 1,30$ und $1,26$. Bei diesen Werten gleicht die Hohlraumgeometrie einem Tunnel, da sich bei einer konstanten Halbachse $b = 5$ m die Halbachse a theoretisch unendlich weit verlängern lässt. Diese Standsicherheiten stimmen in etwa mit Vergleichsrechnungen an zweidimensionalen Finite-Elemente-Berechnung mit Standsicherheitsfaktoren von $\eta = 1,22$ und $1,17$ überein.

Bei den Fallbeispielen A und C (ohne Grundwasser) wird kein Grenzwert des Standsicherheitsfaktors von $\eta \geq 1,0$ erreicht. Die variable Halbachse a lässt sich maximal bis zu einer Länge von 20 m ausweiten, was einem Halbachsenverhältnis von $a/b = 4$ entspricht (Abbildung 13.8).

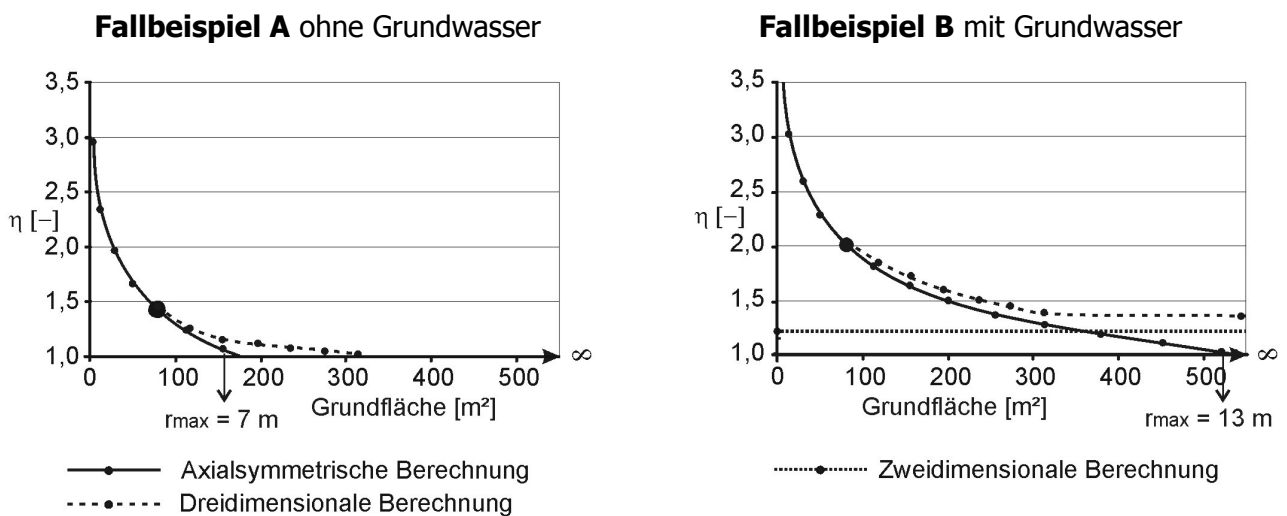


Abbildung 13.6: Variation der Hohlraumgeometrie bei konstanter Überdeckung von $H = 35$ m.

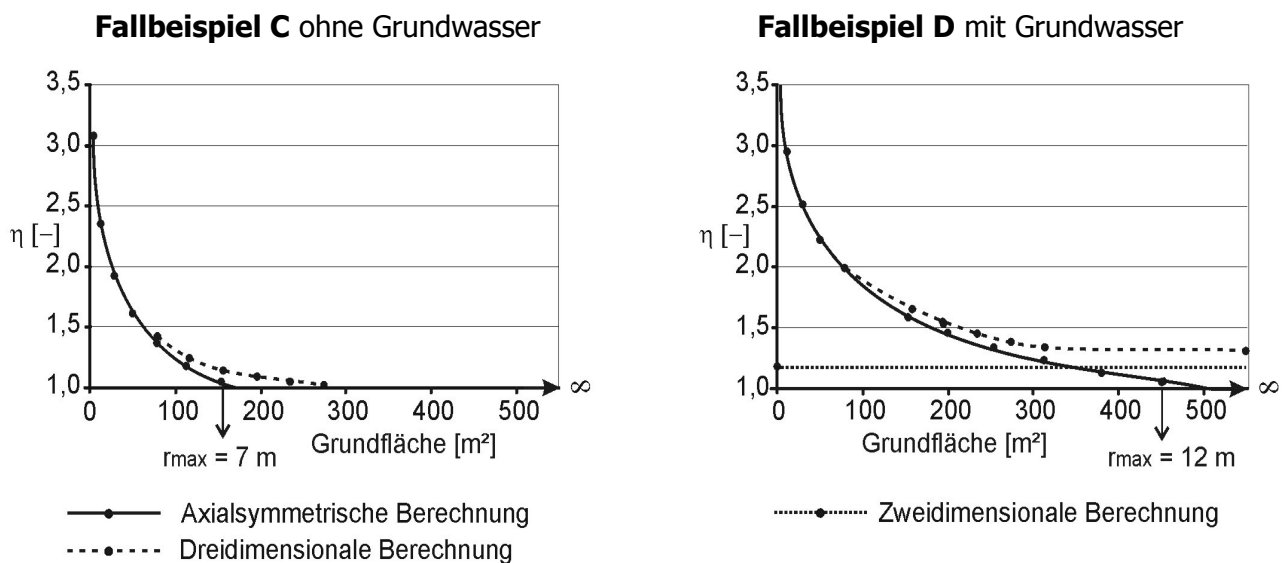


Abbildung 13.7: Variation der Hohlraumgeometrie bei konstanter Überdeckung von $H = 35$ m.

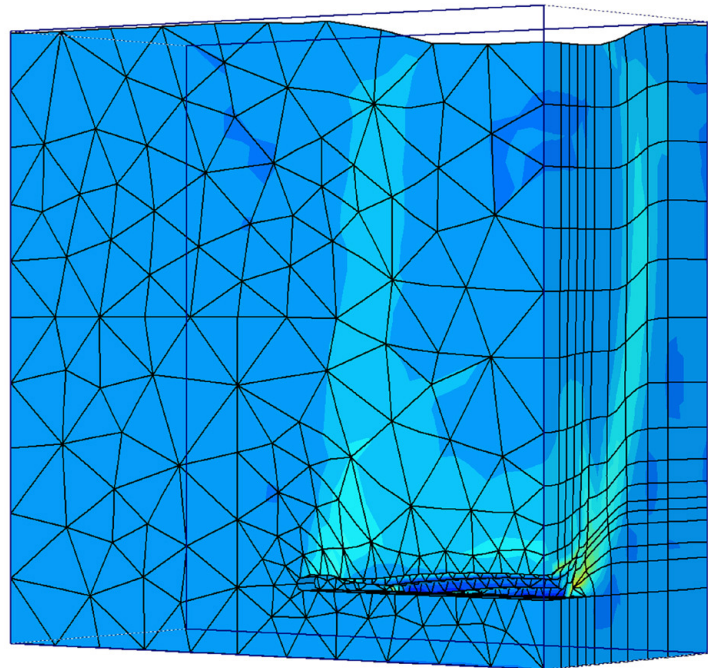
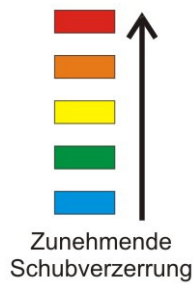


Abbildung 13.8: Fallbeispiel A bei einem Halbachsenverhältnis von $a/b = 4$ ($a = 20$ m, $b = 5$ m), dargestellt sind inkrementelle Schubverzerrungen nach der ϕ -c-Reduktion ($\eta = 1,02$).

Schematisiert lassen sich diese Zusammenhänge zwischen der maximalen Hohlraumgröße (vgl. Kapitel 11.4) und der Standsicherheit für die Fallbeispiele A bis D wie in Abbildung 13.9 graphisch wiedergeben. Aufgrund der annähernd übereinstimmenden Standsicherheiten lassen sich die Fallbeispiele A und C, sowie B und D paarweise zusammenfassen (vgl. Abbildung 13.6 und 13.7).

Die Fallbeispiele A und C (ohne Grundwasser) und B und D (mit Grundwasser) stellen Extremfälle der Standsicherheit dar. Die Fallbeispiele A und C für die Standsicherheit ohne Grundwasser und die Fallbeispiele B und D für die Standsicherheit mit Grundwasser. Die hellgrauen Flächen der Abbildung 13.9 geben die maximale Hohlraumgrundfläche bei den Fallbeispielen wieder. Der Bruchzustand ist bei beiden Situationen an den breiten schwarzen Linien erreicht.

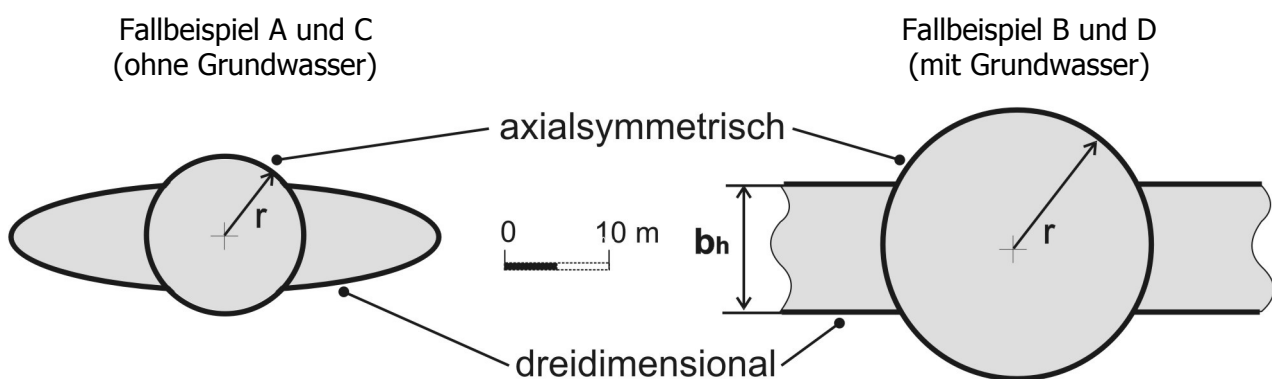


Abbildung 13.9: Maximal mögliche Hohlraumgrundflächen für die Fallbeispiele bei axialsymmetrischen und dreidimensionalen Berechnungen.

Größere Hohlräume sind nicht möglich, da sonst der Bruchzustand überschritten wird. Der Bruchzustand ist gekennzeichnet durch Erreichen eines Standsicherheitsfaktors von $\eta = 1,0$ (vgl. Kapitel 11.4). Die letzten Standsicherheitsberechnungen mit einem η -Wert von knapp über 1,0 waren jeweils bei einem Hohlraumradius von $r = 7,0$ (Fallbeispiel A und C) und $r = 12,0$ bzw. $13,0$ m (Fallbeispiel B und D) durchführbar.

Die Fallbeispiele A und C ergeben bei axialsymmetrischer Berechnung eine maximale Grundfläche von rund 153 m² und bei dreidimensionaler Berechnung von 314 m² ($a/b = 4$; $a = 20,0$ m, $b = 5,0$ m). Aus den Fallbeispielen B und D errechnet sich für die axialsymmetrische Berechnung eine maximale Grundfläche von rund 531 m². Bei der zweidimensionalen Berechnung ergibt sich eine gegen unendlich gehende Fläche mit einer maximalen Breite von $b_h = 11,0$ m; bei diesem Wert war eine Berechnung mit einem $\eta \geq 1$ noch möglich. Für die Auswertung bleibt die zweidimensionale Berechnung unberücksichtigt, da sich nach der φ -c-Reduktion nicht eindeutig ein Gewölbe- oder Schlotverbruch abzeichnet. Die inkrementellen Schubverzerrungen in der Phase der Hohlraumbildung deuten auf einen Verbruch im Gewölbe hin.

Vergleicht man diese Daten mit dem sonarvermessenen Auslaugungshohlraum "Ihmlingstraße" mit einer maximalen Grundfläche von 228 m² einem Halbachsenverhältnis $a/b \approx 2,3$ ($a = 14,0$ m, $b = 6,0$ m), so ist ersichtlich, dass sich der Auslaugungshohlraum in einem momentan standsicheren Zustand befindet. Um diese These zu bestätigen, wird in einer abschließenden Finite-Elemente-Berechnung (Kapitel 13.2) der konkrete Standsicherheitsfaktor der realen Situation in Stuttgart-Bad Cannstatt bestimmt. Aus der Variation der Hohlraumgeometrie bei den Fallbeispielen lassen sich zusammenfassend folgende Schlüsse ziehen:

- Allgemein zeigt ein Vergleich der berechneten axialsymmetrischen und dreidimensionalen Fallbeispiele, dass sich bei einem langgestreckten Auslaugungshohlraum der Spannungsabtrag über den kleineren Durchmesser günstig auf die Gebirgsstabilität auswirkt. Vergrößert sich der Hohlraum und verbricht zur Lockergesteinsdecke hin und/oder verlässt den Grundwasserbereich, ist mit einem Schlotverbruch zum \pm zylinderförmigen Erdfall, beziehungsweise schrittweisen Verbruch im Aufstiegsschlot zu rechnen (vgl. Abbildung 13.4).
- Bei den Berechnungsreihen 2 und 3 verbricht das Gestein im Gewölbe. Bei einem Hohlraum im Festgestein in einer Tiefenlage von $H = 35$ m ist somit ein Versagen zum Schlotverbruch theoretisch ausgeschlossen (vgl. Kapitel 11.4). Die Standsicherheit eines zylinderförmigen Bruchkörpers ist weitaus geringer als die eines gewölbeförmigen Bruchkörpers. Wie Berechnungsreihe 1 zeigte, verbricht bei einem Auslaugungshohlraum unterhalb einer Mindestüberdeckung lediglich das Entlastungsgewölbe im Festgestein. Erst wenn der Gewölbeverbruch sich der Geländeoberfläche oder der Lockergesteinsdecke weit genug (Abbildung 13.2, Knickpunkte der Kurvenverläufe bei Fallbeispiel A und C) annähert, verbricht der Hohlraum zur Geländeoberfläche. Es ergibt sich aus dem Vergleich der Fallbeispiele A und B, dass dies ebenso bei zunehmender Hohlraumgröße gilt. Der zylinderförmige Bruchkörper hat einen wesentlich geringeren Durchmesser als der verbruchverursachende Auslaugungs- oder Verbruchhohlraum. Daher ist es möglich, dass ein tiefliegender Auslaugungshohlraum "plötzlich" bis zur Geländeoberfläche verbricht.

Eine Zusammenfassung mit den Ergebnissen der Variation der Überdeckung aus Kapitel 13.1.1 wird in Kapitel 15.1 gegeben.

13.2 Fallbeispiel Stuttgart-Bad Cannstatt

13.2.1 Hohlraumgeometrie und Bodenkennwerte

Das Fallbeispiel Stuttgart-Bad Cannstatt wird mit einem axialsymmetrischen und dreidimensionalen Finite-Elemente-Netz bearbeitet. Die Mächtigkeiten und Bodenparameter der einzelnen Gesteinsschichten wurden aus der Bohrung B 10 "Ihmlingstraße" übernommen (Tabelle 13.2). Die Sonarvermessung enthält Informationen zur Dimension und Geometrie des Auslaugungshohlraums (vgl. Kapitel 11.2.2). Danach beträgt die maximale Grundfläche rund 228 m² bei einem größten Durchmesser von knapp 28 m und einem kleinsten Durchmesser von 12 m.

Tabelle 13.2: Bodenparameter der Keuperfestgesteine und quartären Lockergesteine. Fett hervorgehoben sind die verwendeten Werte.

Gestein	Mächtigkeit [m]	Wichte γ [kN/m ³]	Elastizitätsmodul E [$\cdot 10^3$ kN/m ²]	Querdehnungszahl ν [-]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Reibungswinkel φ' [°]
Fließerde mit Auffüllung	12,9	18 - 20	4 - 6	0,40 - 0,45	10	20 - 25
Altwassersedimente	4,4	20	8	0,40	15 - 20	25
Kies	2,2	21	60	0,35	10	35
Umlagerungssediment	4,2	19	4 - 6	0,40-0,45	5 - 10	20 - 22,5
Bochinger-Horizont	4,8	22	25 - 30	0,35	25 - 30	27,5
Grundgipsschichten	22,4	23	40	0,30- 0,35	40	27,5

Um einen flächengleichen Grundriss für die Berechnungen zu erhalten, wird für das axialsymmetrische Finite-Elemente-Netz ein Hohlraumradius von $r = 8,5$ m angesetzt. Die Hohlraumgeometrie beim dreidimensionalen Finite-Elemente-Netz wird bei einem Halbachsenverhältnis $a/b = 2$ und Halbachsenlängen von $a = 12,0$ m und $b = 6,0$ m abgebildet (siehe Abbildung 13.10). Die maximale Hohlraumgrundfläche entspricht mit 227,0 m² und 228,6 m² weitestgehend dem vermessenen Auslaugungshohlraum mit 228,0 m². Der Hohlraum befindet sich zwischen einer Tiefe von 42 m an der Hohlraumlaibung und 35 m am Durchstichpunkt der Bohrung im Hohlraumfirst. Bei beiden diskretisierten Finite-Elemente-Netzen beträgt die Höhe des Auslaugungshohlraums $h = 7$ m. Der Schuttkegel wird, wie bei den vorherigen Berechnungen, nicht modelliert.

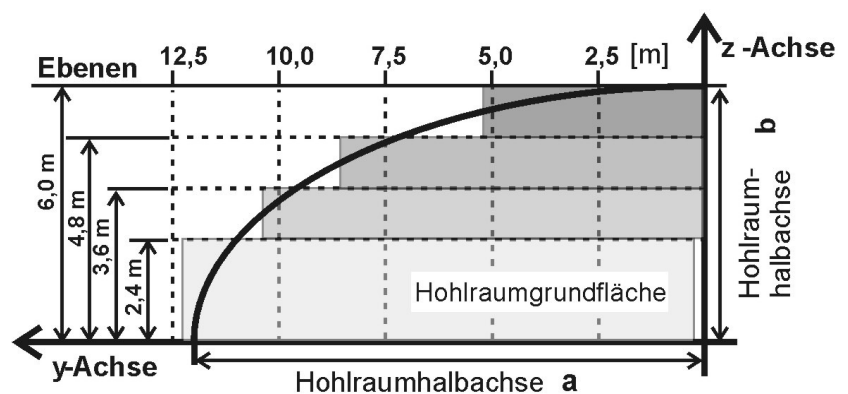


Abbildung 13.10: Vereinfachte Hohlraumgrundfläche des Auslaugungshohlraums "Ihmlingstraße" für die dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnung.

13.2.2 Diskretisierung und Größe der Finite-Elemente-Netze

Das axialsymmetrische Finite-Elemente-Netz erhält eine Netzhöhe von $h_n = 50$ m und einen Netzhöhe von $r_n = 36$ m. Um einen Einfluss der Diskretisierung (vgl. Kapitel 11.2.3) auszuschließen, werden zwei axialsymmetrische Finite-Elemente-Netze erstellt (Abbildung 13.11).

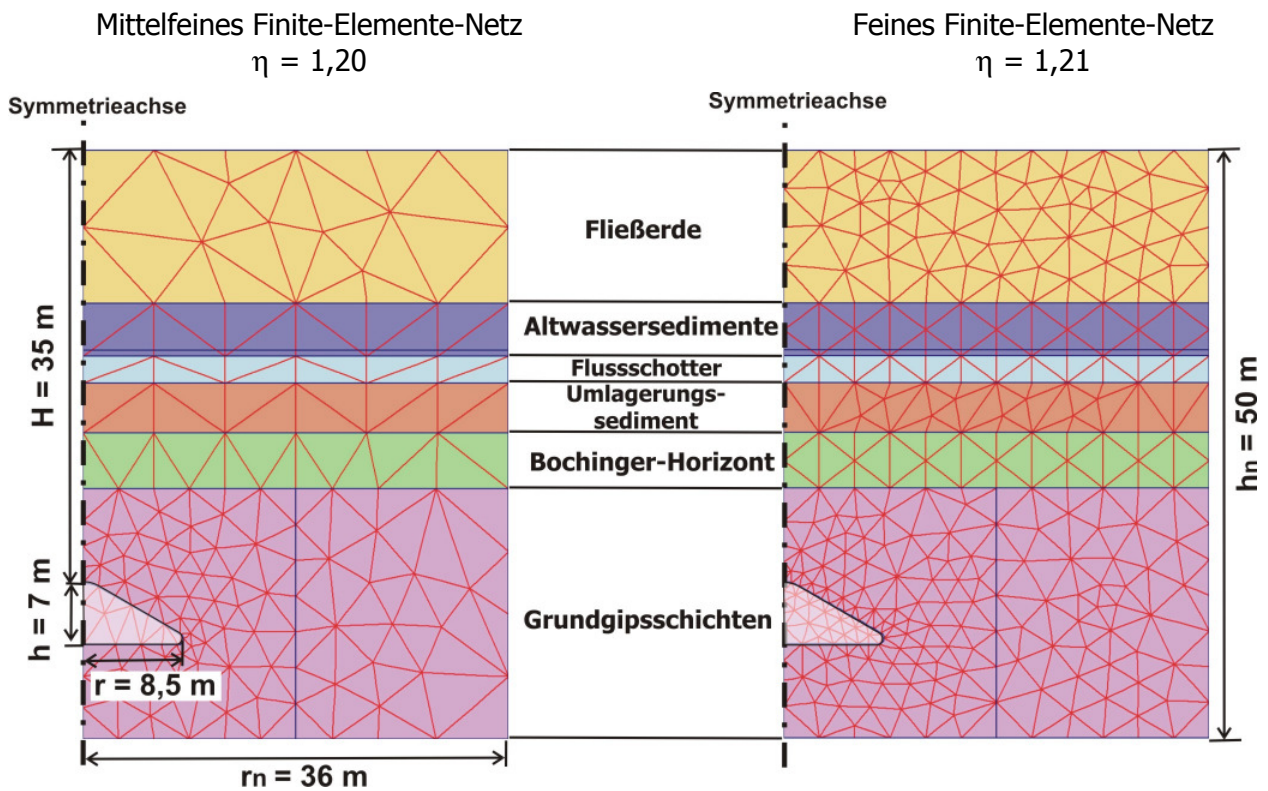


Abbildung 13.11: Axialsymmetrische Finite-Elemente-Netze und Hohlräumkontur.

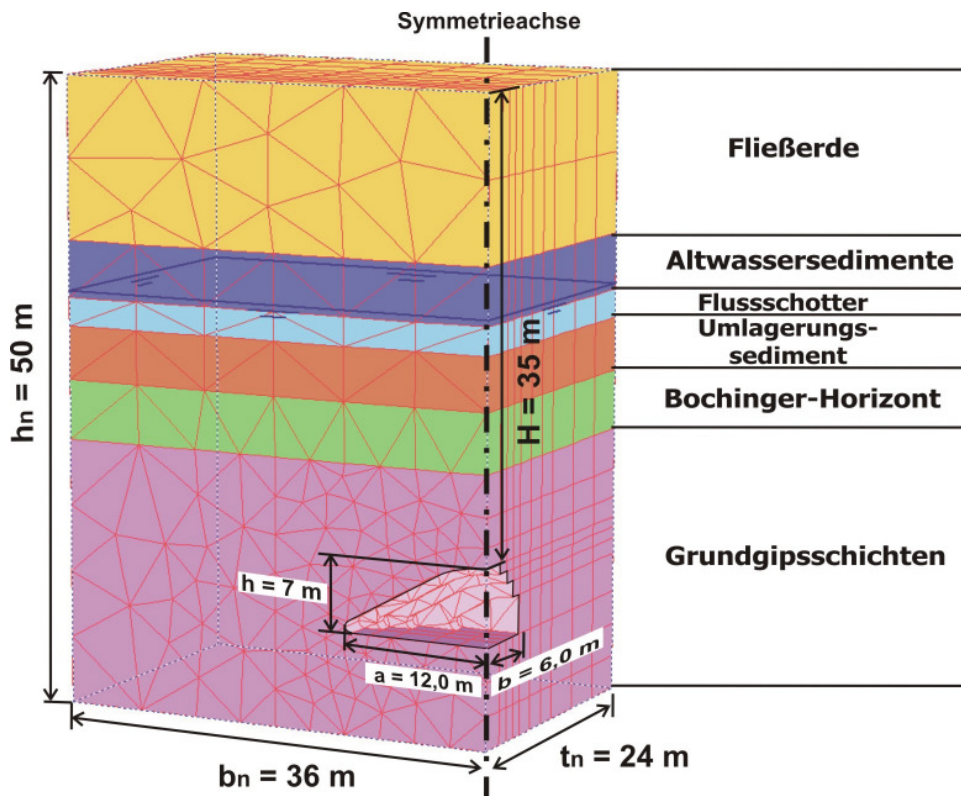


Abbildung 13.12: Dreidimensionales Finite-Elemente-Netz und Hohlräumgeometrie.

Ein Berechnungsausschnitt wird mit einem mittelfeinen Finite-Elemente-Netz mit 248 Elementen und sich hieraus ergebenden 3408 Spannungspunkten diskretisiert. Bei einer mittleren Elementlänge $l_e = 2,5$ und einem Hohlraumradius von $r = 8,5$ ergibt sich eine normierte Elementgröße von $r/l_e = 3,3$. Die zweite Berechnung wird mit einem feinen Finite-Elemente-Netz mit 565 Elementen und 6780 Spannungspunkten, diskretisiert. Die mittlere Elementlänge liegt bei $l_e = 1,8$ und ergibt eine normierte Elementgröße von $r/l_e = 4,7$. Die Mindestanforderung an die Genauigkeit ist mit einem Wert der normierten Elementlänge über 3,0 in beiden Finite-Elemente-Netzen erfüllt.

Das dreidimensionale Finite-Elemente-Netz (Abbildung 13.12) erhält eine Breite $b_n = 36$ m, eine Höhe von $h_n = 50$ m bei einer Tiefe von $t_n = 24$ m. Die Diskretisierung des Berechnungsausschnitts mit 284 Dreieckselementen und 852 Spannungspunkten ergibt eine mittlere Elementlänge von 2,5 m. Das gesamte Finite-Elemente-Netz beinhaltet 2880 Pentaederelemente mit 17269 Spannungspunkten bei einer mittleren Elementlänge von 0,8 m.

13.2.3 Berechnungsergebnisse

Die Diagramme der Abbildung 13.13 zeigen die Reduktions-Verschiebungs-Kurven während der ϕ -c-Reduktion. Die Kurvenverläufe belegen, dass sich der Reduktionsfaktor beim axialsymmetrischen und dreidimensionalen Finite-Elemente-Netz akkurat ausbildet. Beim mittelfeinen axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netz ergibt sich eine Standsicherheit von $\eta = 1,20$ und beim feinen Finite-Elemente-Netz von $\eta = 1,21$, was einer Abweichung von $< 1,0$ % entspricht. Die Standsicherheit des dreidimensionalen Finite-Elemente-Netzes liegt bei $\eta = 1,35$.

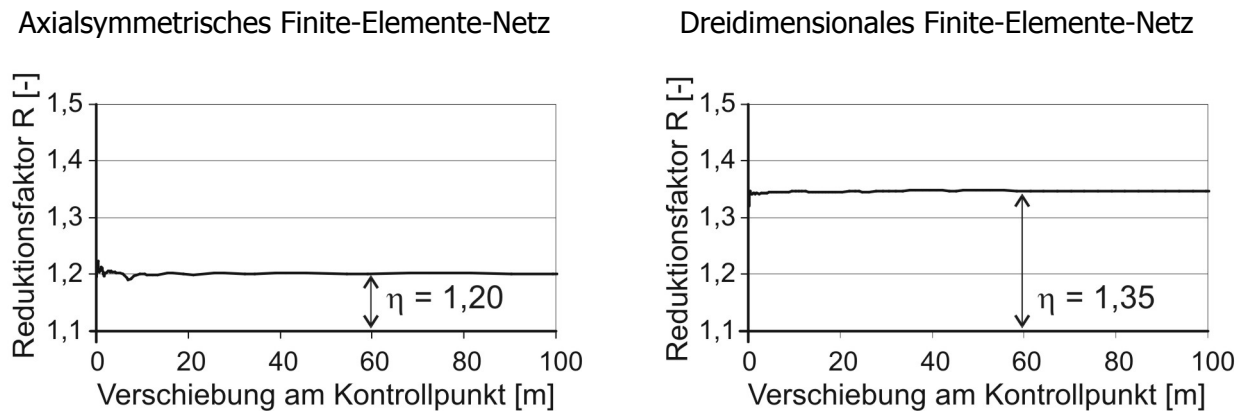


Abbildung 13.13: Verläufe der Reduktionsfaktoren während der ϕ -c-Reduktion.

Ein Vergleich der Standsicherheitsfaktoren mit denen der idealisierten Fallbeispiele A bis D ist in Abbildung 13.14 und 13.15 aufgezeigt. Der Standsicherheitsfaktor der realen Situation liegt zwischen den extremen η -Werten der idealisierten Fallbeispiele. Der Auslaugungshohlraum ist, wie in Kapitel 13.1.2 prognostiziert, nach den berechneten Standsicherheitsfaktoren stabil.

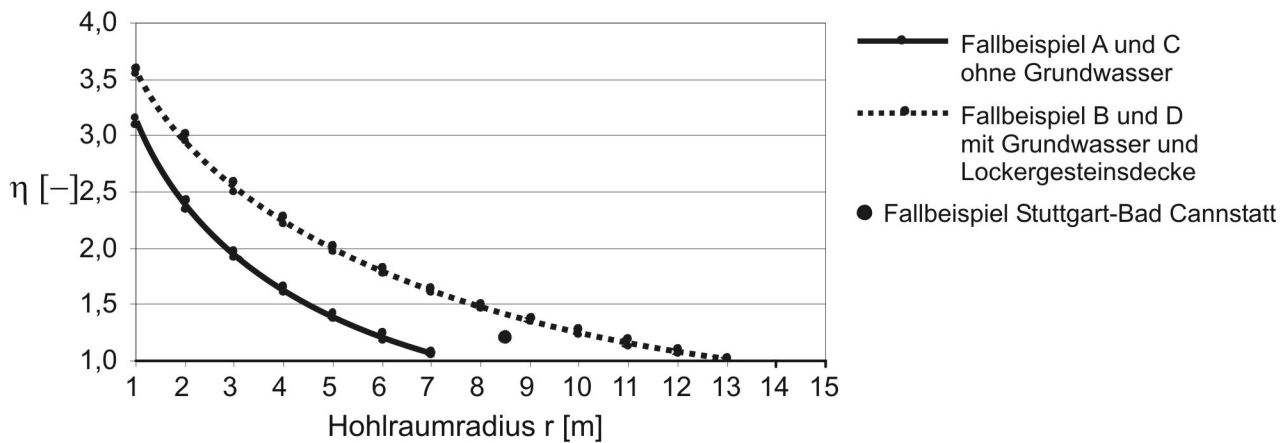


Abbildung 13.14: Vergleich der Fallbeispiele A bis D zur realen Situation bei axialsymmetrischer Finite-Elemente-Berechnung und Variation des Hohlraumradius.

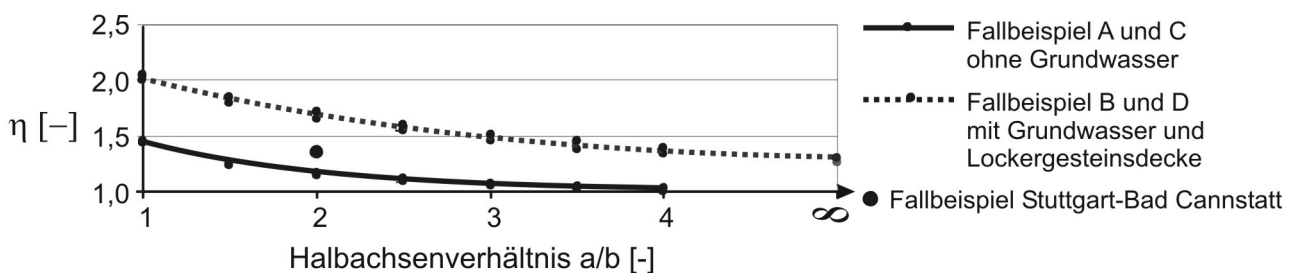


Abbildung 13.15: Vergleich der Fallbeispiele A bis D zur realen Situation bei dreidimensionaler Finite-Elemente-Berechnung und Variation des Halbachsenverhältnisses.

Mit den in Abbildung 13.16 und 13.17 dargestellten Finite-Elemente-Netzen mit inkrementellen Schubverzerrungen und inkrementellen Verschiebungen lässt sich der Bruchmechanismus klären. Bei den axialsymmetrischen Berechnungen weisen die Scherbänder, nachgezeichnet durch die inkrementellen Schubverzerrungen, auf ein Entlastungsgewölbe hin, das sich komplett innerhalb der Festgesteine befindet. Ein weiterer "Ast" der inkrementellen Schubverzerrungen reicht in die Deckgebirgsschichten hinein. Dies spricht nach Kapitel 11.4 für das Übergangsstadium zum Schlotverbruch, beziehungsweise zum aufsteigenden Verbruchhohlraum in die Lockergesteine.

Bei der dreidimensionalen Berechnung zeichnet sich dieser Versagenszustand nicht so deutlich ab. Nach Kapitel 13.1.3 wirken sich die Deckschichten nur geringfügig auf die Standsicherheit des tief liegenden Hohlraums im Festgestein aus. Die Geometrie und Anordnung der inkrementellen Schubverzerrungen und inkrementellen Verschiebungen sprechen nach Kapitel 11.4 für einen Verbruch im Entlastungsgewölbe.

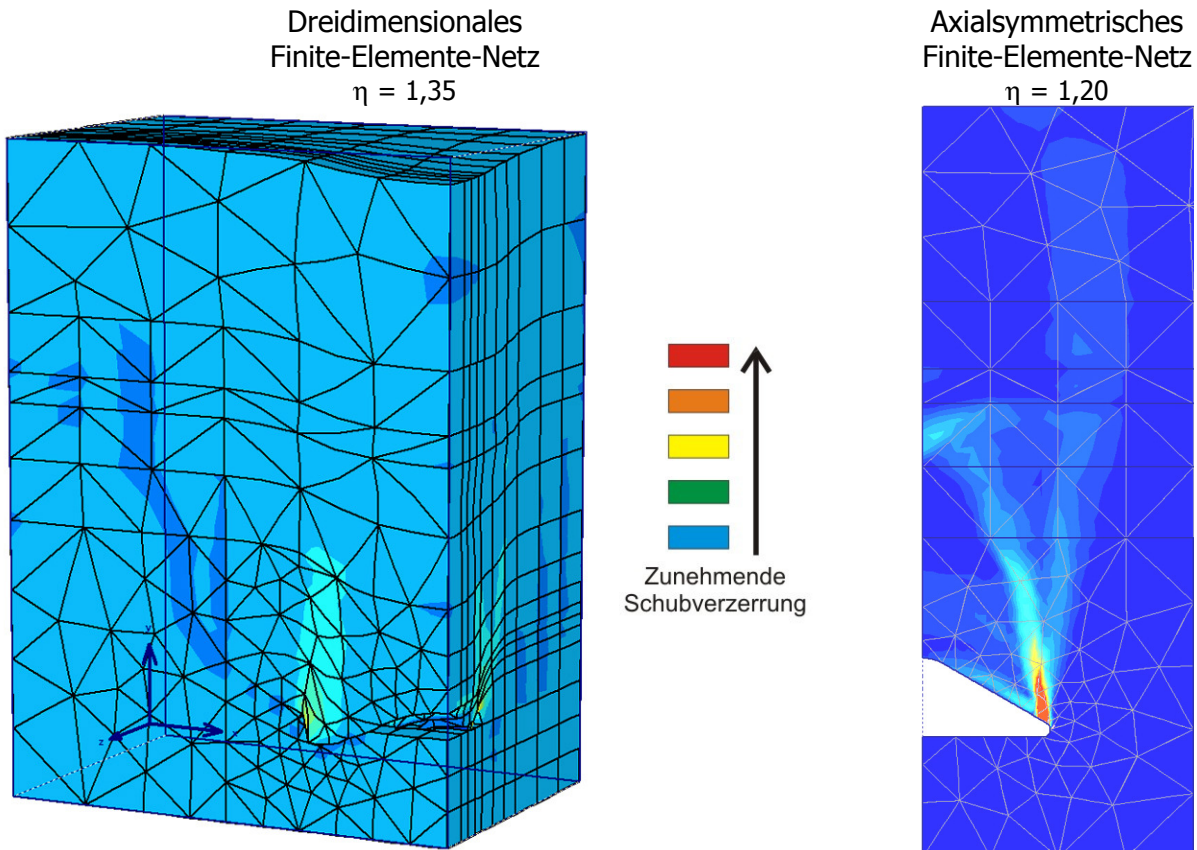


Abbildung 13.16: Inkrementelle Schubverzerrungen als bunte Schattierungen. Berechnungsausschnitt der axialsymmetrischen Berechnungen verkleinert.

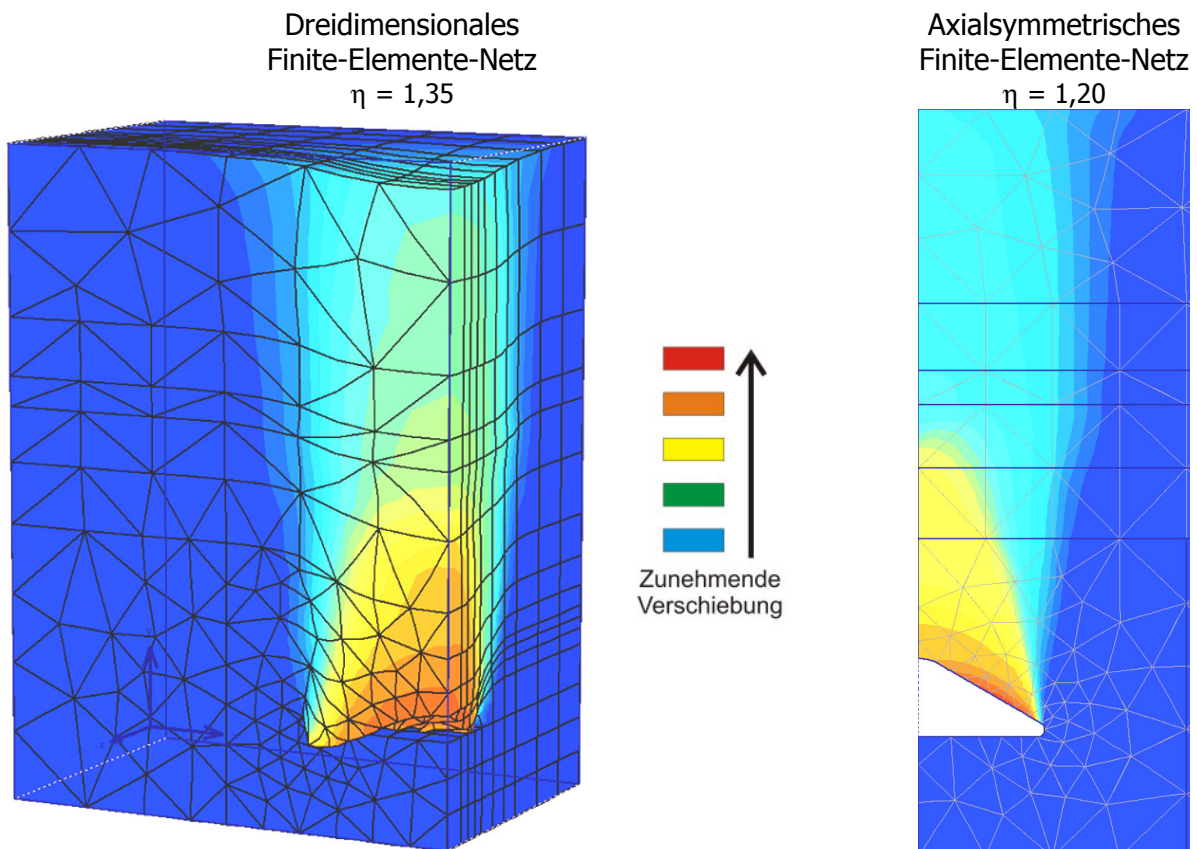


Abbildung 13.17: Inkrementelle Verschiebungen als bunte Schattierungen. Berechnungsausschnitt der axialsymmetrischen Berechnungen verkleinert.

14 Analytische Untersuchungen zur Standsicherheit

In diesem Kapitel sollen Formeln zur analytischen Bestimmung des **Standsicherheitsfaktors** aus einem Bruchkörpermodell gewonnen werden. Aus diesen Gleichungen werden ein **maximaler Hohlraumradius** r_{\max} und eine **Mindestüberdeckung** H_{\min} abgeleitet, bei denen ein Schlotverbruch eintritt. Weiterhin werden vergleichende Berechnungen bei den bestehenden Modellen des Verbruchprozesses an einem kreiszylinderförmigen Bruchkörper aufgezeigt.

Die Analytik orientiert sich an den Gegebenheiten im betrachteten Erdfallgebiet Stuttgart-Bad Cannstatt (vgl. Kapitel 6 und 7). Wichtig ist anzumerken, dass die analytischen Betrachtungen der Standsicherheit Annahmen und Idealisierungen beinhalten und daher einen reinen vorbereitenden Charakter besitzen, der auf eine akkurate, geomechanische Lösung hinzielt. Der Ansatz für einen Schlotverbruch zum Erdfall ist nur in bestimmten Ausnahmefällen gültig. Dies sind unter anderem ein gleichförmiger Gesteinskörper ohne Schichtwechsel und Grundwasser aus Locker- oder Festgestein.

14.1 Maximaler Hohlraumradius bei den Modellen zum Verbruchprozess

Bei den Modellen zum Verbruchprozess werden unter anderem maximale Radien der Bruchkörper ermittelt. Grundlagen hierfür sind die in Kapitel 4 aufgezeigten Modelle zum Verbruchprozess nach KAMMERER (1962), FENK (1981) und PENZEL (1980). Im Komplex-Modell nach FENK (1978) werden verschiedene Verbruchgeometrien wie Kreiszylinder, Kreiskegelstümpfe und Kreiskegelausschnitte verwendet. Die einfachste verwendete Form ist die eines zylinderförmigen Bruchkörpers. Der maximale Durchmesser D_{\max} , den eine bindige Gesteinsschicht überbrücken kann, lässt sich mit der Gleichung 14.1 berechnen.

$$D_{\max} = \frac{4c'}{\gamma} \Rightarrow r_{\max} = \frac{2c'}{\gamma} \quad (14.1)$$

Beim Festgestein ergibt sich aus Gleichung 14.1 ein $D_{\max} = 8 \text{ m}$ ($r_{\max} = 4\text{m}$). Der maximale Hohlraumradius eines zylinderförmigen Bruchkörpers über einem Hohlraum (Abbildung 14.1 A) ergibt sich nach KAMMERER (1962) aus Gleichung:

$$r_{\max} = \frac{2x}{\gamma} \quad (14.2)$$

Die Variable x enthält die Kohäsion und die Reibung; es fehlen weitere Angaben zur Bestimmung der maximalen Scherfestigkeit entlang der Mantelfläche des Gebirgspropfens. Die Gleichung 14.1 stimmt mit der Gleichung 14.2 überein, wenn für die Scherfestigkeit nur die Kohäsion angesetzt wird. Unterhalb dieses Grenzwerts ist der Hohlraum unabhängig von der Tiefe standsicher. Beim Erreichen des Grenzwertes ist nach KAMMERER (1962) mit einem zylinderförmigen Schlotverbruch bis zur Geländeoberfläche zu rechnen.

Die Gleichungen 14.1 und 14.2 enthalten keine Schichtmächtigkeit bzw. Überdeckungsmächtigkeit. Der Schlotverbruch ist daher von der Überdeckung unabhängig und reicht durch die gesamten überlagernden Gesteine hindurch bis zu einer Gesteinsschicht mit höherer Kohäsion, anderer Verbruchsart (Gewölbeverbruch) oder zur Geländeoberfläche.

PENZEL (1980) betrachtet den Hohlraumradius unter der Annahme, dass er mit zunehmender Tiefe z zunimmt und oberhalb einer Mindestüberdeckung H^* ein Schlotverbruch auftritt. Dieser Zusammenhang wird in der Gleichung 4.4 (Kapitel 4.3) zum Ausdruck gebracht. Nach r aufgelöst ergibt diese Gleichung:

$$r = H^* K_0 \tan \varphi' + \frac{2c'}{\gamma} \quad (14.3)$$

Nach dieser Gleichung steigt der Hohlraumradius linear mit der Tiefe an. Wie die Finite-Elemente-Berechnungen (Kapitel 11.4) zeigten, ist dies bei den gegebenen geometrischen und geomechanischen Bedingungen im Arbeitsgebiet nicht der Fall, der Hohlraum erreicht unterhalb einer Grenzgebirgsmächtigkeit eine maximale Hohlraumgröße, bei der nur das Entlastungsgewölbe verbricht.

Im Komplex-Modell nach FENK (1981) berechnet sich weiterhin der maximale Durchmesser D_{\max} eines gewölbeförmigen Verbruchs aus Gleichung 4.5. Aus dieser Gleichung ergibt sich für das Festgestein ein maximal zu überbrückender Hohlraumradius von $r_{\max} = 8$ m. Bei den axialsymmetrischen Finite-Elemente-Berechnungen in Kapitel 11.4 ergibt sich ein maximaler Hohlraumradius von $r_{\max} = 7$ m. Dieser Wert gilt für den von der Überdeckung unabhängigen Bereich, in dem nur ein Gewölbeverbruch auftritt. Es zeigt sich, dass im umfassenden Formelwerk zum Verbruchprozess nach FENK, je nach Verbruchsart, die überbrückbaren Hohlraumdimensionen mit den in dieser Studie durchgeführten numerischen Berechnungen annähernd übereinstimmen.

Beim Hohlraum-Bruchmassen-Bilanz-Modell nach MEIER (2003) werden Grenzgebirgsmächtigkeiten berechnet, bei denen theoretisch kein Erdfall mehr auftritt. Im Mittelpunkt stehen hier das Volumen des dem Verbruch zugrundeliegenden Hohlraums und das verringerte Verbruchvolumen infolge der Auflockerung während des Verbruchs, sowie der Schüttungswinkel des Gesteinsschutts. Es werden hier geometrische Daten verwendet, daher ist ein Vergleich mit den Standsicherheitsberechnungen ohne weitere Kenntnis des Auflockerungsfaktors und des Schüttungswinkels, sowie der Länge der verbruchgefährdeten Strecke nicht möglich. Weiterhin besteht die Frage, nach der Zuverlässigkeit der Werte über das geologische Profil hinweg.

Ebenso verhält es sich beim Bruchgewölbe-Modell nach LISZKOWSKI (1973 b), bei dem eine analytisch-geomechanische Betrachtung einer Grenzgebirgsmächtigkeit mit regionalen Naturbeobachtungen (LISZKOWSKI 1973 a) abgeglichen wird. Für Gebiete mit vielen Erdfällen (Tagesbrüchen) ist dies ein durchaus praktikabler Ansatz, da er aus der Erdfalldimension auf eine sichere Tiefenlage der Hohlräume schließt und umgekehrt.

14.2 Standsicherheit eines zylinderförmigen Bruchkörpers

In der Ingenieurgeologie werden für analytische Bestimmung der Standsicherheit von Böschungen, Stützmauern oder der Ortsbrust von Tunneln **Bruchkörpermodelle** verwendet. In Entsprechung dazu wird für die Ermittlung der Standsicherheit für einen Auslaugungshohlraum (Verbruchhohlraum) ein einfaches Bruchkörpermodell erstellt. Das einfache Bruchkörpermodell lehnt sich an die von KAMMERER (1962) aufgestellte Formel zur Bestimmung des maximalen Hohlraumradius H_{\max} und an das von PENZEL (1980) formulierte Kräftegleichgewichts-Modell an. Der Bruchkörper orientiert sich an der Kontur, die sich im Bruchzustand bei der ϕ -c-Reduktion abzeichnet. Stark vereinfacht wird ein kreiszylinderförmiger Bruchkörper betrachtet (Kapitel 11.4). Verwendet werden die Bodenparameter des standardisierten Festgesteins mit einer effektiven Kohäsion von $c' = 40 \text{ kN/m}^2$, einem effektiven Reibungswinkel von $\phi' = 27,5^\circ$ und einer Wichte von $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. Der vorgegebene Hohlraumradius zur Bestimmung der Standsicherheit beträgt, wie bei der Finite-Elemente-Berechnung, fünf Meter.

Die im folgenden beschriebene Bestimmung des maximalen Hohlraumradius gründet auf einem Ansatz von KAMMERER (1962), der das Tragverhalten eines Gebirgspfropfens über dem Hohlraum berücksichtigt. Bei dieser geometrischen Betrachtung stehen die Scherfestigkeit über die effektive Kohäsion und den effektiven inneren Reibungswinkel im Mittelpunkt. Unberücksichtigt bleiben die natürliche Gewölbewirkung und die Druckabminderung, wie sie in Spannungsansätzen für Kavernen, Stollen und Tunnel behandelt werden. Für bergmännisch vorgetriebene Hohlräume sind dies unter anderem die Silotheorie nach JANSSEN (KOLYMBAS 1998) oder verschiedene Belastungsansätze für Tunnel (MAIDL 1988).

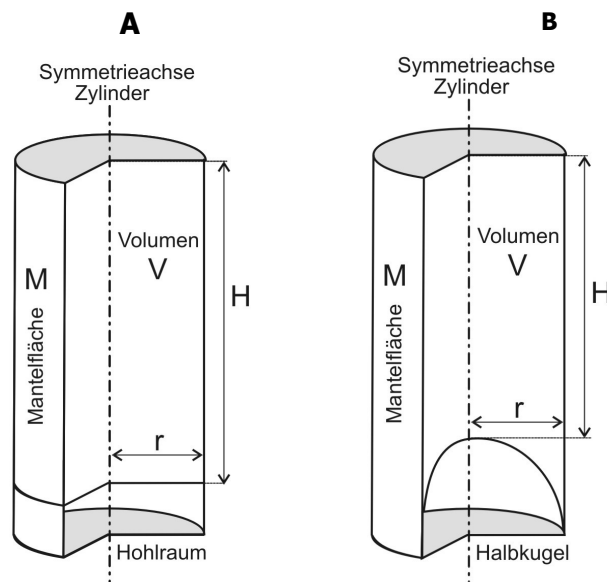


Abbildung 14.1: Bruchkörpermodelle nach A) KAMMERER (1962) und B) mit Halbkugel erweiterter Gebirgszylinder.

In der analytischen Betrachtung muss der **Standsicherheitsfaktor** η aus dem Vergleich der haltenden zu den treibenden Kräften abgeleitet werden (vgl. Kapitel 10.1). Die haltende Kraft M_t auf der zylinderförmigen Mantelfläche M ergibt sich mit der Kohäsion zu:

$$M = 2r\pi H \quad (14.4)$$

$$\Rightarrow M_t = 2r\pi H c' \quad (14.5)$$

Die treibende Kraft V_τ an der Mantelfläche berechnet sich aus der Wichte γ und dem Volumen V des zylinderförmigen Gebirgskörpers zu:

$$V = r^2\pi H \quad (14.6)$$

$$\Rightarrow V_\tau = r^2\pi H\gamma \quad (14.7)$$

$$\Rightarrow \eta = \frac{M_\tau}{V_\tau} = \frac{2r\pi H}{r^2\pi H\gamma} = \frac{2c'}{\gamma r} \quad (14.8)$$

Wie bei der Herleitung des maximalen Hohlraumradius r_{\max} nach KAMMERER (Gleichung 14.1), ist die Überdeckung H aus der Formel verschwunden. Theoretisch sind damit der Standsicherheitsfaktor und der maximale Hohlraumradius von der Überdeckungsmächtigkeit unabhängig. Wird der maximale Hohlraumradius bei einem Standsicherheitsfaktor von $\eta = 1$ erreicht, verbricht das über dem Hohlraum lagernde Gestein bis zur Geländeoberfläche. Dies ist beim Lockergestein bei einem Radius von 1 m der Fall und beim Festgestein bei einem Radius von 4 m. Der Radius, der vom Gestein überbrückt werden kann, wird dabei von der Scherfestigkeit und der Bodenwichte bestimmt. Voraussetzung für den Durchbruch durch das überlagernde Gestein ist, dass ein Hohlraum vorliegt, der groß genug ist, den Verbruchsschutt aufzunehmen.

Dieser Ansatz von KAMMERER (1962) wird dahingehend erweitert, dass an der Sohle des Zylinders der Hohlraum nicht als kreisrunde Scheibe (Abbildung 14.1 A) abgebildet wird, sondern als Halbkugel (Abbildung 14.1 B). Weiterhin wird die Gewichtskraft des Gebirgszylinders über dem Hohlraum mit der maximalen Scherfestigkeit auf der Mantelfläche des Gebirgszylinders verglichen. Die Halbkugel verringert das Gewicht des Gebirgszylinders. Das Volumen der Halbkugel beinhaltet den Hohlraum und das aufgrund der Gewölbewirkung entlastete Gesteinsvolumen. Diese Annahme ist möglich, da bei der Finite-Elemente-Berechnung das entlastete Gestein innerhalb des Gewölbes keine statischen Eigenschaften besitzt. Laut der Numerik ist die Standsicherheit unterhalb einer Mindestüberdeckung (Kapitel 11.4) von der Tiefe unabhängig. In diesem Tiefenbereich erfolgt der Gesteinsverbruch am Hohlraumdach innerhalb des Entlastungsgewölbes.

Im Nachstehenden wird die Herleitung des tiefenabhängigen maximalen Hohlraumradius über ein Kräftegleichgewicht am Bruchkörper (Abbildung 11.1 B) aufgezeigt. Es wird den haltenden Kräften entlang der Mantelfläche die treibende Gewichtskraft über die Definition des Standsicherheitsfaktors η gegenübergestellt. Die haltende Kraft M_τ auf der Mantelfläche M ergibt sich aus:

$$M = 2r\pi(H + r) \quad (14.9)$$

$$\Rightarrow M_\tau = 2\pi c'(rH + r^2) \quad (14.10)$$

Nach dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium errechnet sich die maximale Scherfestigkeit auf der Mantelfläche über die lotrecht wirkende Horizontalspannung (Abbildung 14.1 A). Diese Vorgehensweise wird unter anderem von PENZEL (1980) verwendet. Dort geht in die maximale Scherfestigkeit die Tiefe z mit ein, und der Hohlraumradius nimmt bei gleichbleibender Standsicherheit linear mit der Überdeckung zu (Gleichung 4.4). Dies ist zumindest nach den

Ergebnissen der Finite-Elemente-Berechnung für die gegebenen Bodenparameter jedoch nicht möglich. Deshalb wird anstatt einer tiefenabhängigen Scherfestigkeit τ die Kohäsion c' verwendet.

Die treibende Kraft V_τ an der Mantelfläche berechnet sich aus der Wichte γ und dem Volumen V des Gebirgskörpers aus:

$$V = r^2\pi(H+r) - \frac{2}{3}r^3 \quad (14.11)$$

$$\Rightarrow V_\tau = \gamma\pi\left(r^2H + \frac{1}{3}r^3\right) \quad (14.12)$$

Aus den haltenden und treibenden Kräften entlang der Mantelfläche lässt sich mit den Gleichungen 14.10 und 14.12 ein Standsicherheitsfaktor η definieren.

$$\eta = \frac{M\tau}{V_\tau} = \frac{2c'(rH+r^2)}{\gamma\left(r^2H + \frac{1}{3}r^3\right)} \quad (14.13)$$

Das Diagramm der Abbildung 14.2 zeigt den Verlauf der Standsicherheitsfaktoren bei zunehmendem Hohlraumradius nach Gleichung 14.10 und der φ - c -Reduktion. Die Standsicherheit nimmt bei zunehmendem Hohlraumradius ab und erreicht den Grenzwert von $\eta = 1$ bei einem H/r -Verhältnis von 5,5. Bei Gleichung 14.13 und den Finite-Elemente-Berechnungen wird die Überdeckung H mit 10 m und 25 m angenommen. Finite-Elemente-Berechnungen bei $H = 10$ m ergeben eindeutig einen Schlotverbruch (Abbildung 11.28).

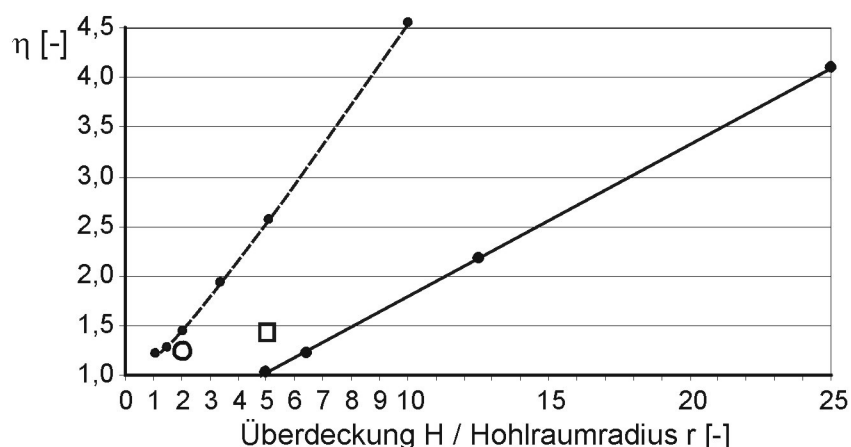


Abbildung 14.2: η -Werte nach Gleichung 14.13 im Vergleich zu den Standsicherheitsfaktoren der φ - c -Reduktion. Der Hohlraumradius wird bei konstanter Tiefe variiert.

- Standsicherheit η [-] nach Gleichung 14.13 bei $H = 10$ m
- Standsicherheit η [-] nach Gleichung 14.13 bei $H = 25$ m
- Standsicherheitsfaktor η [-] aus φ - c -Reduktion bei $H/r = 2$
- Standsicherheitsfaktor η [-] aus φ - c -Reduktion bei $H/r = 5$

Wie Abbildung 14.2 zeigt, ergeben sich bei der analytischen Lösung abweichende Standsicherheitsfaktoren gegenüber den Finite-Elemente-Berechnungen. Unabhängig von der Tiefe wird von einem Schlotverbruch ausgegangen und nicht wie bei der Finite-Elemente-Berechnung

der Übergang zum reinen Gewölbeverbruch berücksichtigt. Daher wird die Standsicherheit bei einem tiefgründigen Hohlraum unterschätzt und bei einem flachgründigen Hohlraum überschätzt.

14.3 Näherungsformel zur Bestimmung eines tiefenunabhängigen r_{\max}

Es besteht die Frage, ob sich die analytische Lösung an die aus der Finite-Elemente-Berechnung bekannten Standsicherheiten im unabhängigen Tiefenbereich für den Gewölbeverbruch annähern lässt. Deshalb ist die Bewertung der Hohlraumradien nicht absolut zu sehen, sondern vielmehr als ein Werkzeug zum Abschätzen des Gefährdungspotentials eines Hohlraums für dessen vertikalen Verbruch.

Für diesen Zweck werden in der Gleichung 14.13 verschiedene Grenzwerte für die Überdeckung H eingesetzt. Das analytische Ergebnis nähert sich den numerischen Standsicherheitsfaktoren an, wenn im Zähler die Überdeckung H gleich Null und im Nenner gleich Eins gesetzt wird. Die Näherungsformel 14.14 beinhaltet die Standsicherheit unter diesen Bedingungen. Die Standsicherheit ist von der Überdeckung unabhängig; die Formel enthält keine Überdeckung H mehr. Entlang der Mantelfläche des Gebirgszylinders wird in Gleichung 14.13 nur die Kohäsion verwendet. Die Festigkeitsdefinition über die Kohäsion soll Unsicherheiten beim Ansatz der maximalen Scherfestigkeit vermeiden (vgl. Kapitel 4.3).

$$\eta \approx \frac{2c'}{\gamma \left(1 m + \frac{1}{3} r\right)} \quad \text{für } \eta \geq 1,2 \quad (14.14)$$

Im Diagramm der Abbildung 14.3 A wird die Standsicherheit bei variablem Hohlraumradius mit der Gleichung 14.14 berechnet. Zum Vergleich sind die von der Überdeckungsmächtigkeit unabhängigen Standsicherheitsfaktoren η der φ - c -Reduktion bei einer Hohlraumtiefe von 25 m eingetragen.

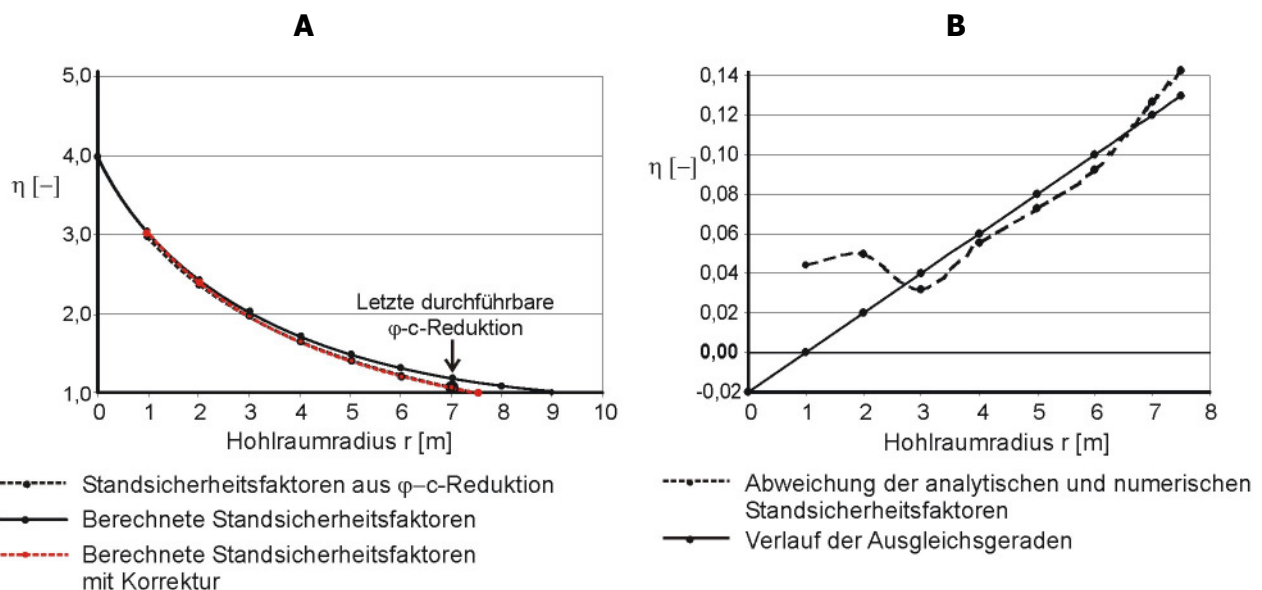


Abbildung 14.3: A) Vergleich der Standsicherheitsfaktoren η aus der φ - c -Reduktion mit denen der Gleichung 14.14 und B) Abweichung der Standsicherheitsfaktoren mit abgeleiteter Ausgleichsgerade.

Der Graph der analytisch bestimmten Standsicherheitsfaktoren η nähert sich an die numerischen Standsicherheitsfaktoren η an, wenn die Kohäsion (ohne Reibungskraft) verwendet wird. Der Verlauf der Kurve zeigt, dass, je mehr sich die analytische Lösung dem Bruchzustand ($\eta = 1$) annähert, desto mehr weichen die berechneten η -Werte von den numerischen Standsicherheitsfaktoren ab. Bei einem Hohlraumradius von $r = 7,0$ m ist eine φ -c-Reduktion mit einem η -Wert von $> 1,0$ noch durchführbar. Der maximale Hohlraumradius mit einem η -Wert von $1,0$ wird demzufolge bei einem Radius von $r \approx 7,5$ m erreicht. Der Bruchzustand tritt hingegen bei der analytischen Berechnung nach Gleichung 14.14 erst bei einem Radius von $r_{\max} = 9$ m ein.

Die analytisch bestimmte Standsicherheit ist für den vorliegenden Fall zu groß. An den Kurvenverlauf der Abweichung zwischen den numerischen und analytischen Standsicherheitsfaktoren (Abbildung 14.3 B) kann eine Ausgleichsgerade gelegt werden, die den Korrekturwert für den Standsicherheitsfaktor beim gegebenen Hohlraumradius beschreibt; der Funktionsterm des Korrekturwerts ergibt sich zu $0,02(r - 1)$. Der "dimensionslose" Korrekturwert ist von dem berechneten Betrag des Standsicherheitsfaktors der Gleichung 14.14 abzuziehen und ergibt den korrigierten Kurvenverlauf in Abbildung 14.3 A. Diese Korrektur besitzt allerdings nur bei den verwendeten Bodenparametern und geometrischen Verhältnissen für einen tiefenunabhängigen Gewölbeverbruch ihre Gültigkeit.

Tabelle 14.1: Vergleich der berechneten Standsicherheitsfaktoren mit den η -Werten der φ -c-Reduktion.

	r [m]	c' [kN/m ²]	η aus φ -c-Reduktion	η aus Gleichung 14.14
1)	5	30	1,1	$\approx 1,1$
2)	5	40	1,4	$\approx 1,5$
3)	5	60	1,9	$\approx 2,3$
4)	3	40	2,0	$\approx 2,0$
5)	7	40	1,1	$\approx 1,2$

Tabelle 14.1 gibt einen Vergleich der berechneten Standsicherheiten nach der Näherungsformel 14.14 mit den η -Werten der φ -c-Reduktion. Der Reibungswinkel $\varphi' = 27,5^\circ$ und die Wichte $\gamma = 20,0$ kN/m³ werden bei einer Überdeckung von $H = 25$ m als konstant angenommen. Die Kohäsion (1 bis 3) und der Hohlraumradius (4 und 5) werden variiert. Die Gleichung 14.14 erbringt bei diesen stichprobenartigen Rechnungen eine annähernde Übereinstimmung mit den Ergebnissen der φ -c-Reduktion für einen tiefenunabhängigen Gewölbeverbruch.

Wie die Bestimmung der η -Werte nach Gleichung 14.14 zeigt, weichen bei der analytischen und der numerischen Bestimmung die maximalen Hohlraumradien (Abbildung 14.3 A) deutlich voneinander ab. Der analytisch ermittelte maximale Hohlraumradius ist rund 2 m größer. Bei der numerischen Lösung ist bereits bei einem kleineren Radius mit dem Versagen des Gebirges auszugehen. Daher kann sich der maximale Hohlraumradius nicht aus dem einfachen Umstellen der Gleichung 14.15 ergeben, vielmehr lässt sich aus dem Kurvenverlauf eine **Näherungsformel** für r_{\max} ableiten. Dies geschieht unter der Annahme, dass der maximale Hohlraumradius bei einem Standsicherheitsfaktor von $\eta = 1,0$ erreicht wird; damit entfällt dieser Faktor. Die Näherungsformel

ergibt sich auf Basis des Hohlraumradius bei der letzten durchführbaren ϕ -c-Reduktion in Abbildung 14.3 zu:

$$r_{\max} \approx \frac{3,5c'}{\gamma} \quad \text{für } H \geq 2r_{\max} \quad (14.15)$$

Die Gleichung 14.14 liefert bei η -Werten von über 1,2 eine gute angenäherte Standsicherheit an die Ergebnisse der ϕ -c-Reduktion. Bei kleineren Werten wird ein zu großer noch standsicherer Hohlraumradius berechnet. Die für einen Gewölbeverbruch des Gebirges über dem Hohlraum wichtige Größe des maximalen Hohlraumradius lässt sich näherungsweise mit Gleichung 14.15 ermitteln. Für einen in der Praxis vorhandenen inhomogenen Boden sind geringere maximale Hohlraumradien bereits als kritisch zu bewerten (vgl. Kapitel 4).

In Abbildung 14.4 sind die Werte der maximalen Hohlraumradien nach der hergeleiteten Gleichung 14.15 für die Gesteinsschichten im Bohrprofil B 10 "Ihmlingstraße" (vgl. Anhang I) aufgetragen. Die Bodenparameter werden aus Kapitel 13.2 (Tabelle 13.2) übernommen.

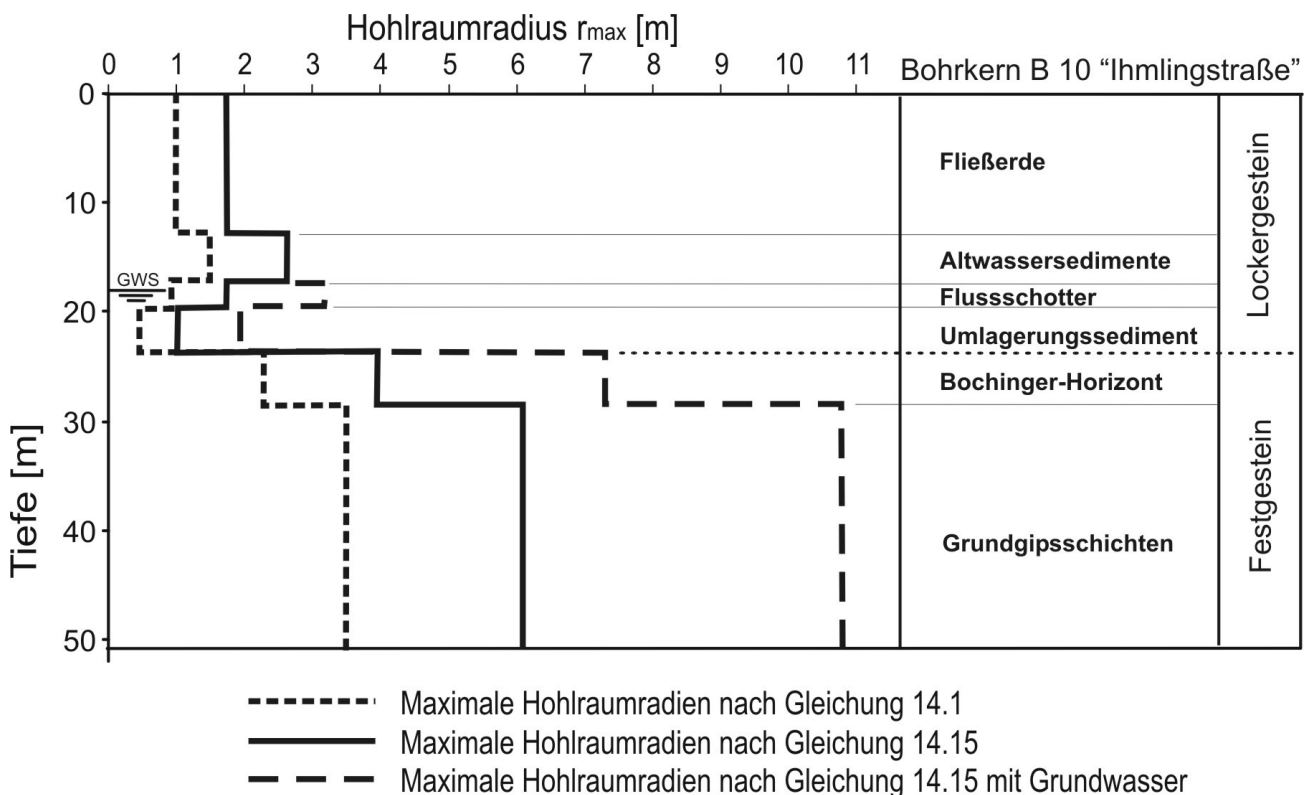


Abbildung 14.4: Maximale Hohlraumradien.

Unabhängig von der verwendeten Gleichung ergeben sich bei den quartären Lockergesteinen aufgrund deren geringerer Kohäsion (Scherfestigkeit) deutlich geringere Hohlraumradien. Betrachtet man die berechneten Radien nach der Gleichung 14.15, ergibt sich folgendes Bild für den Verbruchprozess (vgl. Kapitel 4): Bedeutend große Auslaugungshohlräume, die in der Lage sind, ausreichend Verbruchmaterial aufzunehmen, sind nur im Festgestein möglich. Im Festgestein sind die überspannbaren Radien größer, sowohl für den Auslaugungshohlraum als auch für den Verbruchhohlraum im Aufstiegsschlot. Der Verbruchhohlraum kann in den Lockergesteinen

unterhalb einer kohäsiveren Schicht verweilen. Diese Aussage deckt sich mit den Aussagen zum Verbruchprozess von FENK (1978) und MEIER (2003). Dies ist so lange der Fall, bis der unterlagernde Verbruchhohlraum durch Nachbrüche aufgeweitet wird. Der Hohlraum verbricht hierauf weiter vertikal, entweder bis zur nächsthöher gelegenen kohäsiveren Gesteinsschicht oder bis zur Geländeoberfläche. Ein großer Erdfall könnte jedoch ebenso direkt aus dem Versagen eines großen tiefliegenden Auslaugungshohlraums im Sulfatgestein resultieren. Gegen den schlagartigen Durchbruch spricht nach KAMMERER (1962), dass die Vergrößerung des Verbruchhohlraums nicht plötzlich stattfinden kann, sondern gemäß den geologisch-geotechnischen Bedingungen (u. a. Mächtigkeit der Gesteinsbänke, Biegefestigkeiten) im Festgestein nach und nach abläuft. Dies Ergebnis war nach den Finite-Elemente-Berechnungen in Kapitel 13 zu erwarten.

Der maximale Hohlraumradius für die Festgesteine beträgt (Abbildung 14.4) nach Gleichung 14.15 rund 6,0 m und für die Lockergesteine zwischen 1,0 m und knapp 3,0 m. Dies bedeutet, dass die Lockergesteine im Vergleich zu den Festgesteinen nicht in der Lage sind, "bedeutend große" Hohlräume zu überbrücken. Verbricht ein Hohlraum vertikal zur Lockergesteinsdecke, durchschlägt der unterlagernde Hohlraum die gering-kohäsive Überdeckung.

Unterhalb des Grundwasserspiegels steigen die maximalen Hohlraumradien der Schichten infolge Auftriebs bis auf knapp 11,0 m an. Aufgrund der in Kapitel 13.1.1 beschriebenen Einwirkung des Grundwassers ist dieser Radius nicht im vollen Umfang anzunehmen. Die Finite-Elemente-Berechnungen in Kapitel 13.2 zeigen jedoch, dass der Auslaugungshohlraum "Ihmlingstraße" über Reserven in der Standsicherheit verfügt, die derartig große Hohlraumradien ermöglichen können.

Wie die Finite-Elemente-Berechnungen (Kapitel 13.2.3) zeigten, kann ein ausgelenkter Hohlraum eine größere Standsicherheit erreichen als ein kreisrunder Hohlraum. Wird ein Standsicherheitsfaktor von $\eta = 1,0$ erreicht, verbricht der Gebirgszylinder über dem Hohlraum zum Erdfall. Der Erdfall selbst weist dann, unabhängig von der Hohlraumgröße und -form, den Radius r_{\max} auf. Die Größe des Auslaugungshohlraums bestimmt letztlich die Tiefe des Erdfallschachts über das aufnehmbare Volumen an Verbruchsschutt.

Bei der Lockergesteinsdecke entspricht der maximale Hohlraumradius r_{\max} dem Erdfallradius r_e . Nach Abbildung 14.4 würde sich ein Erdfallradius von 1,0 bis 2,6 m ergeben, wenn die Lockergesteine komplett durchschlagen würden. Kleinere Erdfälle können aufgrund der geringen Überbrückbarkeit der quartären Sedimente das Ergebnis eines kleinen Auslaugungshohlraums sein, der nach und nach vertikal verbricht (Verbruchhohlraum) oder verknüpfter hohlraumschaffender Prozesse innerhalb der Lockergesteinsschichten (vgl. Kapitel 5.2).

14.4 Minimale Überdeckung H_{\min} , Schlot- und Gewölbeverbruch

Bei bekannter Tiefenlage der Hohlräume wird der Frage nachgegangen, ob durch die aus den mechanischen Eigenschaften bedingte Verbruchgeometrie und das sich verringern-
de Bruchhohlraumvolumen die Überdeckungsmächtigkeit genügt, um einen Verbruch bis zur Geländeoberfläche auszuschließen. Diese Vorgehensweise wird beim Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanz-Modell und Komplex-Modell angewandt und in Kapitel 4 ff beschrieben.

Durch Umstellen der hergeleiteten Gleichung 14.13 nach der Überdeckung H und einem Standsicherheitsfaktor $\eta = 1$ erhält man Gleichung 14.16 zur Ermittlung der mindestnotwendigen Hohlraumtiefe H_{\max} beim vorgegebenen Hohlraumradius.

$$H = \frac{2rc' - \frac{1}{3}\gamma r^2}{r\gamma - 2c'} \quad (14.16)$$

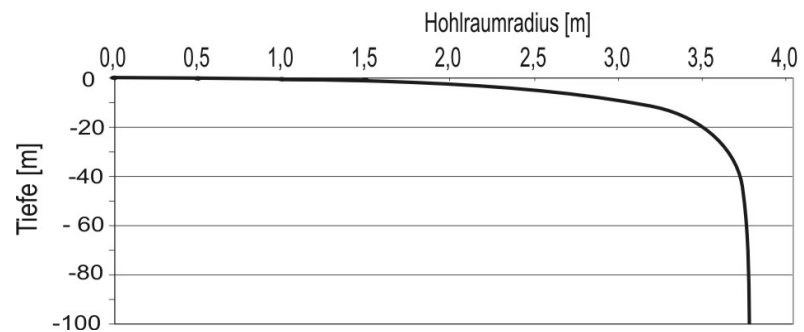


Abbildung 14.5: Hohlraumradius und Überdeckung.

Das Diagramm der Abbildung 14.2 zeigt das Ergebnis der Gleichung 14.16. Bei einem Hohlraumradius von $r = 3,5$ m ist ein rund 20 m hoher Gebirgsproppfen nötig, um den Hohlraum zu überbrücken. Beim maximalen Hohlraumradius und einem Standsicherheitsfaktor von $\eta = 1$, geht die Überdeckungsmächtigkeit gegen unendlich. Das überlagernde Gestein ist unabhängig von dessen Mächtigkeit nicht mehr in der Lage, den Hohlraum zu überbrücken. Nach der Gleichung 14.1 (Grenzwert für $H \rightarrow \infty$) ist dies bei einem Hohlraumradius von $r_{\max} = 4,0$ m der Fall.

Mit dem Ansatz des Kräftegleichgewichts-Modells nach PENZEL (1980) ist die notwendige Überdeckung H^* mit der Gleichung 4.4 bestimmbar. Bei dieser Formel steigt die maximale Hohlraumgröße linear mit der Mächtigkeit der Überdeckung an. Nach dieser Gleichung ist bei einer Überdeckung von $H^* = 25$ m ein schlotförmiger Verbruch bei einem Hohlraumradius von $r_{\max} \geq 11,6$ m möglich. Im Gegensatz zu den Ergebnissen der Finite-Elemente-Berechnungen, bei denen der maximal mögliche Hohlraumradius unterhalb einer Mindestüberdeckung konstant ist. Jedoch verbricht hier das Gestein innerhalb des Entlastungsgewölbes. Um den Übergangsbereich vom Gewölbe- zum Schlotverbruch zu erhalten, wird die Gleichung 14.15 in die Formel für die Mindestüberdeckung H^* nach PENZEL (Gleichung 4.4) eingesetzt. Daraus ergibt sich beim maximalen Hohlraumradius r_{\max} eine Mindestüberdeckung H_{\min} unterhalb derer nur von einem Gewölbeverbruch auszugehen ist. Erst oberhalb von H_{\min} ist mit einem Schlotverbruch zu rechnen.

$$r_{\max} \approx \frac{3,5c'}{\gamma} \quad \text{eingesetzt in} \quad H^* = \frac{r_{\max} - \frac{2c'}{\gamma}}{k_0 \cdot \tan \varphi'} \quad \text{ergibt} \quad H_{\min} \approx \frac{1}{K_0 \tan \varphi'} \left(\frac{1,5c'}{\gamma} \right) \quad (14.17)$$

Der maximale Hohlraumradius ergibt sich nach Gleichung 14.15 zu $r_{\max} = 7$ m. Aus diesem Radius ergibt sich nach Gleichung 14.17 eine Mindestüberdeckung, um einen Schlotverbruch auszuschließen, von $H_{\min} = 10,3$ m. Die numerischen Berechnungen mit der φ -c-Reduktion in Kapitel 11.4 ergeben im homogenen Festgestein unterhalb einer Tiefe von ca. 15,0 m einen maximalen Hohlraumradius von rund 7,0 m. Im unteren Diagramm der Abbildung 14.6 sind die maximalen Hohlraumradien als vertikale Linien und die dazugehörigen Mindestüberdeckungen mit dem Übergang von Gewölbe- zu Schlotverbruch als Punkte eingetragen. Im oberen Diagramm sind

die dazugehörigen Standsicherheitsfaktoren bei größer werdendem Hohlraumradius bis zu einem η -Wert von 1,0 aufgetragen.

Tiefenunabhängiger η -Wert

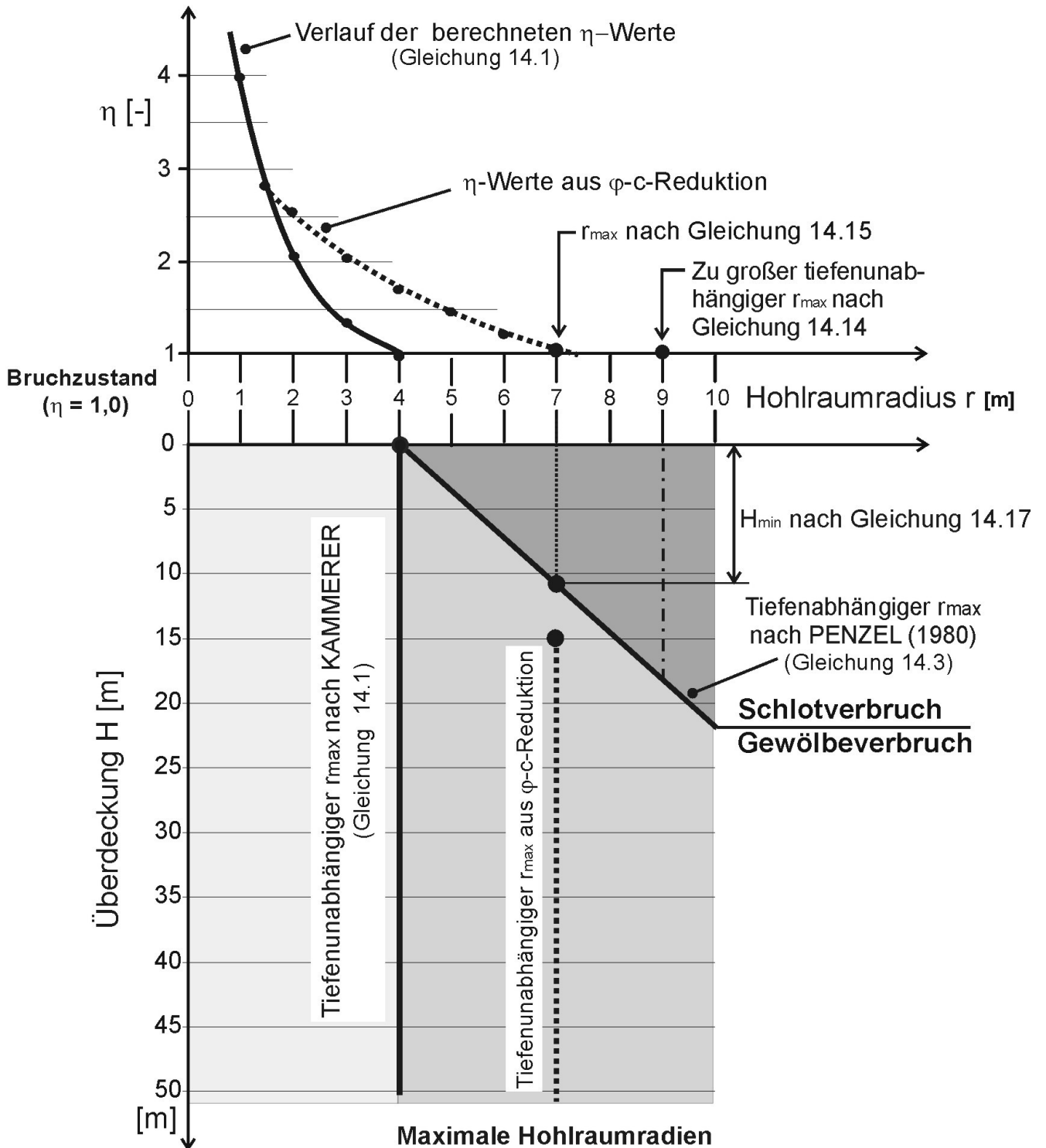


Abbildung 14.6: Übergang von Schlott- zu Gewölbeverbruch und maximale Hohlraumradien.

Anmerkungen zu den durchgeführten analytischen Betrachtungen:

Ein Nachteil der analytischen Betrachtungen ergibt sich aus der gleichförmigen Verbrauchsart des Schlotverbruchs unabhängig von der Tiefe. Das Modell des Schlotverbruchs ist nur in bestimmten Fällen anwendbar, da der Hohlraum bereits in eine Tiefenlage verbrochen sein muss oder eine Größe erreicht hat, bei der er nach den Daten der Finite-Elemente-Berechnungen zum Schlotverbruch tendiert (vgl. Kapitel 11.4). Im Vergleich zu den Modellen zum Verbruchprozess ergibt die Betrachtung von Standsicherheiten keine Aussage, ob ein Hohlraum überhaupt in der Lage ist, die Geländeoberfläche zu erreichen (Auflockerung des verbrochenen Gesteins bzw. weitere Auslaugung oder Lösung des Gesteins). Die analytischen η -Werte sind größer als bei den numerischen Berechnungen, da lediglich geometrische Eigenschaften bei konstanten Bodenparametern variiert werden. Bei der Numerik werden für die Darstellung von Standsicherheiten mechanische Bedingungen variiert (Kohäsion und Reibungswinkel); zudem wird ein komplexerer Spannungsabtrag im Gebirge berücksichtigt. Analytische Betrachtungen erlauben eine Bewertung der Untergrundsituation, jedoch eignen sie sich nur für spezielle Gegebenheiten, bei denen die Geologie, Bodenkenwerte, Hohlraumgrößen usw. bekannt sind.

15 Zusammenfassung

Im abschließenden Kapitel werden die wesentlichen Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnungen zusammengefasst und diskutiert.

Im Mittelpunkt der Finite-Elemente-Berechnungen stand die Frage: Wann verbleibt ein Auslaugungshohlraum standsicher im Untergrund, und unter welchen Einflusskriterien (Hohlraumgröße, Überdeckungsmächtigkeit, Bodenparameter u. a.) hebt sich dieser Zustand auf.

Aus den analytischen Ansätzen zum Verbruchprozess von natürlichen oder von Menschenhand geschaffenen Hohlräumen ist bekannt, dass der Verbruch abhängig ist von der Hohlraumgröße, der Mächtigkeit und den Verbandseigenschaften des Deckgebirges, einschließlich tektonischer Strukturen (u. a. REUTER et al. 1990). Der Verbruchvorgang im Aufstiegschlot selbst ist diskontinuierlich, unstetig und zeitabhängig (u. a. LISZKOWSKI 1973 b, FENK 1981). Weiterhin spielen der Auflockerungsgrad und der Schüttungswinkel des verbrochenen Gesteins eine wesentliche Rolle bei der Frage, ob der verbrochene Hohlraum die Geländeoberfläche erreicht oder sich durch Selbstverfüllung im Untergrund "totläuft" (MEIER 1978). Die aufgeführten Bedingungen und Parameter wurden je nach analytischer Herangehensweise in den Modellen zum Verbruchprozess berücksichtigt. Aus den analytischen Ansätzen zum Verbruchprozess wurden zum Teil numerische Lösungen erarbeitet (vgl. Kapitel 4). Unabhängig davon bildet die Situation in Stuttgart-Bad Cannstatt (Kapitel 6 und 7) die Basis für die Anwendung einer in der Geotechnik gebräuchlichen numerischen Standsicherheitsdefinition (ϕ -c-Reduktion, Kapitel 10). Für diesen Zweck wurden axialsymmetrische und zur besseren räumlichen Abbildung dreidimensionale Finite-Elemente-Netze erstellt.

15.1 Allgemeine Finite-Elemente-Berechnungen

Die Standsicherheitsberechnung mit der ϕ -c-Reduktion ergibt einen Standsicherheitsfaktor $\eta \geq 1$, der anzeigt, inwieweit sich die Scherparameter verringern müssen, um den stabilen Zustand aufzuheben und den Bruchzustand zu erreichen. Der Grenzwert der Standsicherheit ist bei einem Standsicherheitsfaktor von $\eta = 1$ erreicht. Im Bruchzustand wird der Bruchkörper durch inkrementelle Schubverzerrungen nachgezeichnet.

Zuerst wurde mit Sensitivitätsanalysen (Kapitel 11) aufgezeigt, inwieweit sich die Einflusskriterien, Netzabmessungen, Hohlraumgeometrie und die im Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb verankerten Bodenparameter auf die Standsicherheitsbestimmung auswirken, um einen minimalen Berechnungsfehler zu erreichen. Eingebunden in diese Analysen war weiterhin die Variation der Hohlraumgröße und der Überdeckungsmächtigkeit. Diese Berechnungen wurden mit einem axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netz in einem homogenen Festgestein mit idealisierten Bodenparametern (vgl. Kapitel 9.3) durchgeführt. Das Finite-Elemente-Netz wurde nach den in Kapitel 11.2 durchgeführten Berechnungen dimensioniert und diskretisiert (vgl. Abbildung 11.6, FE-Netz F). Der Hohlraum mit einem Radius von 5 m befindet sich unter einer Überdeckung von 25 m.

Aus dem vermessenen Auslaugungshohlraum "Ihmlingstraße" (Abbildung 6.4) wurde eine idealisierte Hohlraumkontur (Abbildung 11.5) erstellt. Die Hohlraumgeometrie wird von der Hohlraumkontur (Querschnittsform) und dem Dachneigungswinkel bestimmt. Es zeigte sich, dass bei einer gleichbleibenden Grundfläche ein voluminöser Hohlraum mit einer großen Firsthöhe eine größere Standsicherheit liefert. Grund dafür ist das verringerte Gewicht des Entlastungsgewölbes. Die Zunahme der Standsicherheit wird jedoch durch den Dachneigungswinkel limitiert. Ist die Dachneigung zu steil, vermindert sich die Standsicherheit, da die Belastung der Hohlraumwand (Ulme) zunimmt. Die Berechnungen ergaben weiterhin, dass sich eine Kontur mit ausgerundeten Ecken - zum Vermeiden von Spannungsspitzen - kaum auf die Standsicherheit auswirkt.

Nachdem Netzabmessung, Diskretisierung und Hohlraumkontur festgelegt waren, wurden die eigentlichen Berechnungsreihen zur Klärung der Standsicherheit und des Verbruchmechanismus durchgeführt. In zwei Berechnungsreihen (Kapitel 11.4) werden der Hohlraumradius r zwischen 1 und 8 m bei konstanter Überdeckung von 25 m und die Mächtigkeit der Überdeckung H zwischen 5 und 50 m bei einem konstanten Hohlraumradius von 5 m variiert.

Diese Variationen ergeben, dass bei zunehmendem Hohlraumradius oder abnehmender Überdeckung der Gewölbeverbruch am Hohlraumdach in einen Schlotverbruch übergeht. Die Standsicherheit ist unterhalb einer Mindestüberdeckung von der Überdeckung unabhängig. In diesem Bereich ist von einem Gewölbeverbruch auszugehen. Es sind folgende Entwicklungsstadien des Verbruchs (vgl. Abbildung 11.24) zu unterscheiden:

1. Stadium des Gewölbeverbruchs: Die Standsicherheit verringert sich mit größer werdendem Auslaugungshohlraum mit der Folge des Versturzes der Auflockerungszone im Entlastungsgewölbe. Die Scherbänder zeigen einen kuppelförmigen Verlauf. Der stabile Zustand kann durch Veränderungen der Hohlraumgeometrie infolge fortschreitender Auslaugung oder Gesteinszerrüttung an der Hohlraumlaibung aufgehoben werden. Weiterhin sind Änderungen der Scherfestigkeit des hangenden Gesteins durch fortschreitende Verwitterung möglich.
2. Übergangsstadium: Verbrechen des tragenden Gewölbes oberhalb der Auflockerungszone aufgrund des sich vergrößernden Hohlraums oder der Veränderung des Gesteins.
3. Stadium des Schlotverbruchs: Es erfolgt ein schlotförmiger Verbruch des Gebirgszylinders bis zur Geländeoberfläche oder ein stufenweiser vertikaler Verbruch innerhalb des Aufstiegsschlots zu einer kohäsiveren Gesteinsschicht. Letztlich unterschreitet der Verbruchshohlraum im Aufstiegsschlot die Mindestüberdeckung und der seicht liegende Hohlraum bildet einen Erdfall.

Bei den axialsymmetrischen Finite-Elemente-Berechnungen war im tiefenunabhängigen Bereich ein Radius von 7 m möglich, bevor das Gewölbe über dem Hohlraum verbricht. Beim vorgegebenen Hohlraumradius von 5 m war oberhalb einer Überdeckung von ± 15 m (H/r -Verhältnis ≈ 3) das Übergangsstadium zum Schlotverbruch erreicht, so dass der Hohlraum beim Unterschreiten der Gebirgsstabilität zum Erdfall verbricht.

In einer weiteren Berechnungsreihe wurde der Einfluss der Zugspannungen geprüft. Die Standsicherheitsberechnungen zeigten deutlich, dass die Zugspannungen die Form des Bruchkörpers und somit die Verbruchsart maßgeblich beeinflussen. Das Ausmaß der im Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb enthaltenen Zugspannungen lässt sich bei Finite-Elemente-Berechnungen vorgeben (vgl. Kapitel 11.5). Es zeigte sich, dass oberhalb eines Wertes von 20 % der maximal möglichen Zugspannungen die Standsicherheit einen konstanten Wert erreichte. Ohne Zugspannungen ist ein kleinräumiger gewölbeförmiger Verbruch über dem Hohlraum zu verzeichnen. Mit zugelassenen Zugspannungen und bei entsprechenden geometrischen Bedingungen (kleines H/r-Verhältnis) zeichnet sich ein Verbruch bis zur Geländeoberfläche ab. Zu einem vergleichbaren Ergebnis gelangen auf analytischem Weg KOWALSKI (1991) und bei numerischen Berechnungen RUSE (2004).

Um den Einfluss der Scherparameter c' und ϕ' zu klären, wurden diese bei unterschiedlich tief liegenden Hohlräumen variiert (Kapitel 11.6). Die Variation der Scherparameter zeigte, dass diese Größen die Standsicherheit bestimmen, jedoch nicht die sich im Bruchzustand ergebende Verbruchsart.

Die Verbruchsart wird hingegen von den geometrischen Bedingungen Hohlraumgröße und Tiefenlage, die sich im H/r-Verhältnis widerspiegeln, bestimmt. Die mechanischen Eigenschaften des Gebirges ergeben die Gebirgsstabilität mit der Aussage, wann bei gegebenen Geometrieverhältnissen und veränderten Scherparametern c' und ϕ' der Bruchzustand erreicht ist. Die Verbruchsart wird durch unterschiedliche Scherfestigkeiten nicht grundlegend verändert. Die weiteren Bodenparameter, wie Erdruchdruckbeiwert K_0 und Dilatanzwinkel ψ (vgl. Kapitel 11.7) besitzen einen unwesentlichen Einfluss auf den Standsicherheitsfaktor. Diese Voruntersuchungen waren die Grundlage für die idealisierten Fallbeispiele, die eine zunehmende Annäherung an die realen Verhältnisse in Stuttgart-Bad Cannstatt erbringen sollten.

Die idealisierten Fallbeispiele (Kapitel 13) umfassten einen Festgesteinskörper in beliebiger Kombination mit Grundwasser und einer Lockergesteinsdecke. Bei axialsymmetrischen Finite-Elemente-Netzen wurden die Überdeckungsmächtigkeit und der Hohlraumradius, sowie bei dreidimensionalen Finite-Elemente-Netzen die Hohlraumgeometrie über das Halbachsenverhältnis a/b , variiert. Diese Variation erlaubte es, die beim Auslaugungshohlraum "Ihmlingstraße" (vgl. Anhang II) erkennbare Längserstreckung zu erfassen. Das Fallbeispiel Stuttgart-Bad Cannstatt wurde in Kapitel 13.2 axialsymmetrisch und dreidimensional berechnet.

Aus den Berechnungen mit der Variation des Hohlraumradius, des Halbachsenverhältnisses und der Überdeckung konnten folgende Aussagen getroffen werden:

- Ein Vergleich der Standsicherheitsfaktoren für einen flächengleichen und kreisrunden Hohlraum ergab eine annähernde Übereinstimmung der axialsymmetrischen und dreidimensionalen Finite-Elemente-Netze. Es zeigte sich, dass ein dreidimensionaler Hohlraum, im Gegensatz zum axialsymmetrischen Hohlraum, mit einer vergleichbaren Grundfläche von knapp 154 m² bei einem Halbachsenverhältnis von $a/b \approx 2$ (vgl. Abbildung

13.6, Fallbeispiel A) noch standsicher ist ($\eta = 1,15$). Der Lastabtrag erfolgt über die kurze Halbachse ($b = 5 \text{ m}$) des kuppelförmigen Hohlraums. Erst bei einem Halbachsenverhältnis von $a/b = 4$ verbricht das Entlastungsgewölbe ($a = 20 \text{ m}$, $b = 5 \text{ m}$).

- Beim Erreichen der Grenzstabilität ($\eta = 1,0$) verbricht beim tiefliegenden Hohlraum im Festgestein, unabhängig von der Hohlraumgeometrie, das Entlastungsgewölbe. Verbricht der Hohlraum weiter vertikal zur Geländeoberfläche oder zur Lockergesteinsdecke, verringert sich der Standsicherheitsfaktor. Der Hohlraum tendiert nun zum Schlotverbruch (vgl. Abbildung 13.2, Knickpunkte der tiefenabhängigen Verläufe der Standsicherheit bei Fallbeispiel A und C). Unabhängig von der eigentlichen Hohlraumgeometrie verbricht ein Gebirgspropfen über dem Hohlraum zum Erdfall, da zylinderförmige Bruchkörper geringere Standsicherheiten aufweisen (vgl. Abbildung 13.9).
- Befindet sich der Hohlraum unterhalb des Grundwasserspiegels, verringern sich infolge des Auftriebs die effektiven Spannungen, und die Standsicherheit wird erhöht (vgl. Abbildung 13.2, tiefenabhängige Verläufe der Standsicherheit bei Fallbeispiel B und D). Die Hohlraumgeometrie kann größer werden, da der hydrostatische Druck das Gebirge im Entlastungsgewölbe "stützt" (vgl. Kapitel 13.1.3). Beeinflussungen der Scherparameter durch das Grundwasser werden hierbei allerdings nicht berücksichtigt. Daher sind größere Hohlraumdimensionen möglich. Das Grundwasser hat demnach eine positive Auswirkung auf die Gebirgsstabilität, jedoch nicht auf die Erdfalltätigkeit selbst, ganz im Gegenteil: Ein voluminöser Hohlraum verbricht gewölbeförmig zu den hangenden Lockergesteinen (vgl. Kapitel 13.1.1, Berechnungsreihe 1a), diese sind nicht in der Lage, den großen Hohlraum zu überbrücken, und ein Erdfall ist die Folge (vgl. Kapitel 6). Hinzu kommt noch, dass ein voluminöser Hohlraum in der Lage ist, viel Verbruchsschutt "auf einmal" aufzunehmen.
- Die Stützwirkung des Grundwassers, eine zu hoch angesetzte Kohäsion oder der Einfluss von Zugspannungen können zu einer Überbewertung der Standsicherheit führen (Kapitel 11.5). Die höheren η -Werte der Standsicherheitsberechnungen sind deshalb nicht ohne Zusammenhang mit der geologischen und landschaftsgeschichtlichen Entwicklung im Auslaugungsgebiet zu sehen (Kapitel 7.4). Der Standsicherheitsfaktor η erhöht sich von 1,4 auf 2,0 bei der Berechnung mit Grundwasser (Kapitel 13.1.1, Fallbeispiel A und B). In der Realität ist eine in diesem Umfang ansteigende Standsicherheit wohl eher unwahrscheinlich, da mit dem Grundwasser Verwitterung und Auslaugung des Gesteins einhergehen. Sickerwasserströme können weiterhin feines Material in die liegenden ausgelaugten Gesteine verfrachten und daher eine Geländeabsenkung bewirken.

Im nachfolgenden Kapitel werden die Finite-Elemente-Berechnungen für die Situation im Arbeitsgebiet interpretiert.

15.2 Standsicherheit von Auslaugungshohlräumen in Stuttgart-Bad Cannstatt

Die gewonnenen Ergebnisse lassen sich für eventuell im Untergrund anzutreffende Auslaugungshohlräume im Erdfallgebiet Stuttgart-Bad Cannstatt in folgenden Punkten zusammenfassen:

- An dem Fallbeispiel Stuttgart-Bad Cannstatt mit einem geschichteten Gebirgskörper und Grundwassereinfluss zeigte sich, dass der Auslaugungshohlraum im Festgestein standsicher ist. Bei der vorliegenden Überdeckung von 35 m ist von einem Gewölbeverbruch auszugehen. Demnach ist die Stabilität der Auslaugungshohlräume gegeben, wenn sich das Entlastungsgewölbe noch komplett in den Festgesteinsschichten des Keupers befindet.
- Bis zu einer maximalen Hohlraumgröße und/oder Mindestüberdeckung verbricht lediglich das Entlastungsgewölbe über dem Hohlraumdach. Erreicht der Gewölbeverbruch die Mindestüberdeckung, wird der Erdfall unvermeidlich eintreten. Für die Mindestüberdeckung sollte nach den Finite-Elemente-Berechnungen (Abbildung 13.1, Knickpunkte der Standsicherheitsverläufe bei Fallbeispiel A und C) der 1,5-fache Durchmesser des Hohlraums angesetzt werden. Wird die Mindestüberdeckung verringert, so dass sich kein ideales Gewölbe mehr ausbildet, ist mit einem frühzeitig eintretenden Schlotverbruch des Hohlraums zu rechnen. Die Berechnungen in Kapitel 13.1.1 und 14.3 zeigten, dass im Arbeitsgebiet die Lockergesteine nur in begrenztem Umfang Hohlräume überbrücken können, daher kann vereinfacht für die Mindestüberdeckung nur die Tiefenlage des Hohlraums im Festgestein berücksichtigt werden. Das Aufweichen der Deckschichten durch Sickerwässer kann eine Verringerung der Kohäsion bei gleichzeitig zunehmendem Gebirgsgewicht bewirken. Allmähliches vertikales Hochbrechen des Hohlraums wird durch kohäsivere Gesteinsschichten verlangsamt, jedoch nicht aufgehalten (Kapitel 13.1.2). Dies wird ebenso von anderen Autoren (FENK 1981, MEIER 2003) angenommen.
- Das Lockergebirge ist nicht mehr in der Lage, den bis an die Festgesteinsoberkante reichenden Verbruchhohlraum zu überbrücken. Die Schwächung der Lockergebirgsdecke (z.B. durch Sickerwasserzutritte, Verwitterung und gegebenenfalls Suffosion) führt zum beschleunigten vertikalen Hochbrechen. Allerdings ist, zumindest bei kleineren Verbruchhohlräumen, der Effekt der Selbstverfüllung (vgl. Kapitel 4) innerhalb der nicht subrodierbaren Gesteine zu beachten. Die Stabilität eines tiefliegenden Hohlraums innerhalb der Festgesteine wird durch die Prozesse in der Lockergesteinsdecke nicht maßgeblich beeinflusst (Kapitel 13.1.2).

Es ist nun die verbleibende Frage, was mit dem Auslaugungshohlraum "Ihmelingstraße" geschehen wäre, wenn dieser nicht durch Zufall erbohrt und anschließend gesichert worden wäre. Nach geotechnischer Einschätzung der vorhandenen geologisch-geometrischen Gegebenheiten in Verbindung mit den rechnerischen Standsicherheitsbetrachtungen ist der Hohlraum als "momentan" standsicher zu bewerten. Der stabile Zustand würde sich erst aufheben, wenn einer oder mehrere der in Kapitel 15.1 aufgezählten Punkte einträten.

Es kann abschließend die Aussage getroffen werden, dass, falls sich die Grundgipsschichten in vergleichbarer Tiefe wie der Auslaugungshohlraum „Ihmelingstraße“ befinden und die Auslaugungshohlräume eine vergleichbare Größe wie der vorliegende besitzen, den darüber liegenden Gebäude keine akute Gefahr droht. Dies gilt bei innerhalb der Festgesteine liegenden

Auslaugungshohlräumen, jedoch nicht bei flachgründigen Verbruchhohlräumen oder Auflockerungszonen.

15.3 Finite-Elemente-Berechnungen und analytische Untersuchungen

Grundlage der analytischen Betrachtung sind die aufgestellten Modelle zum Verbruchprozess nach KAMMERER (1962), PENZEL (1980) und FENK (1981), insbesondere die enthaltenen Grenzwertberechnungen zur Bestimmung der maximalen Hohlraumradien. Anknüpfend untersucht wurde in der vorliegenden Arbeit der Bruchmechanismus an einem starren Körper, einem Kreiszyylinder über dem halbkugelförmigen Hohlraum. Mit der analytischen Betrachtung gehen *Annahmen und Idealisierungen* einher. Diese können die Ergebnisse des Bruchkörpermodells verzerren, jedoch kann der Vergleich mit Finite-Elemente-Berechnungen helfen, dies einzudämmen.

Bei KAMMERER (1962) charakterisiert die Unabhängigkeit von der Tiefe den schlagartigen Durchschlag durch das Deckgebirge. PENZEL (1980) erweitert diesen Ansatz um die Überdeckung, und es ergibt sich ein linear mit der Tiefe ansteigender Hohlraumradius für den Schlotverbruch. Wie die Finite-Elemente-Berechnungen zeigten, ist bei den gegebenen mechanischen Gebirgseigenschaften im betrachteten Auslaugungsgebiet die Hohlraumgröße durch einen Gewölbeverbruch limitiert. Für diesen Fall lässt sich ein Standsicherheitsfaktor in einem von der Überdeckung unabhängigen Bereich berechnen. Die Tiefenlage des Übergangspunktes des Gewölbe- und Schlotverbruchs kann wiederum ausgehend von der maximalen Hohlraumgröße bestimmt werden (vgl. Kapitel 14.1.1).

Die Finite-Elemente-Berechnungen (Kapitel 13) und ebenso die Untersuchungen zur Standsicherheit (Kapitel 14) zeigten, dass letztlich der Durchbruch zum Erdfallschacht erfolgt, wenn keines der überlagernden Gesteine in der Lage ist, den initialen Auslaugungshohlraum oder den Verbruchhohlraum zu überbrücken.

15.4 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit wurden umfangreiche numerische Berechnungen und analytische Untersuchungen zur Standsicherheit durchgeführt, die sich an der Untergrundsituation im Erdfallgebiet Stuttgart-Bad Cannstatt orientierten. Die auf der Basis der Finite-Elemente-Berechnungen angestellten Untersuchungen zur Standsicherheit sind nur mit einer vereinfachten und idealisierten Einbindung der geologischen Gegebenheiten möglich.

Die Berechnungen können Anregungen für Untersuchungen in Auslaugungsgebieten mit ähnlichen geologischen Voraussetzungen sein. Ebenso für Regionen, bei denen vermehrt auftretende Tagesbrüche über Altbergbauen eine weitere Datenbasis ergeben. Dieser Vergleich könnte die getroffenen Aussagen komplettieren und ihnen zu einer breiteren allgemeinen Gültigkeit und Anwendbarkeit verhelfen. Weiterhin könnte das Einbetten von instationären und zeitabhängigen Prozessen wie Sickerwasserströmungen, unregelmäßiger Verwitterungs- und Auslaugungsgrad in

die numerischen Berechnungsmodelle von Vorteil sein. Diese Aussage steht jedoch unter dem Vorbehalt, dass diese Daten selbst im regionalen Raum nur aufwendig zu ermitteln sind.

Weiterhin sind die analytischen Untersuchungen zur Standsicherheit auf die Bedingungen im Arbeitsgebiet zugeschnitten. Die Bruchkörpermodelle können deshalb nur ein Ansatzpunkt für die Verhältnisse im Sulfatkarst sein. Das Ziel einer exakteren Darstellung sollte ein Modell des Verbruchprozesses sein, wie es bereits unter anderem von FENK (1981) für Verbrüche über Altbergbauen erstellt wurde.

Literatur

- ABDULLA, W. A. & GOODINGS, D. J. (1996): Modeling of sinkholes in weakly cemented sand.- Journal of Geotechnical Engineering **122** (12): S. 99 -1005; Reston.
- ADERHOLD, G. & MOLEK, H. (2001): Beurteilung von Georisiken durch Verkarstungsprozesse in Hessen.- In: Sonderband Geotechnik 13. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie an der Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe vom 2. - 6 . April 2001: S. 165-166; Essen (Glückauf Verlag).
- AHNERT, F. (1996): Einführung in die Geomorphologie.- 440 S.; Stuttgart (Verlag Eugen Ulmer).
- ALEXIEW, D. & THURM, S. (2003): Die Bundesstraße B 180 von 1993 bis heute: Erste Erdfallüberbrückung mit Geokunststoffbewehrung in Deutschland.- Straße und Autobahn **54** (3): S. 157-163; Bonn.
- ANDREJCHUK, V. & KLIMCHOUK, A. (2002): Mechanisms of karst breakdown formation in the gypsum karst of the Fore-Ural Region, Russia (From observations in the Kungurskaja Cave).- International Journal of Speleology **31** (1/4): S. 89-114; Bologna.
- ANRICH, H. (1958): Zur Frage der Vergipsung in den Sulfatlagern des Mittleren Muschelkalks und Gipskeupers in Südwestdeutschland.- Neues Jahrbuch für Geologie und Paläontologie **106**: S. 293-338; Stuttgart.
- AUGARDE, C. E., LYAMIN, A. V. & SLOAN, S. W. (2003): Prediction of Undrained Sinkhole Collapse.- Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering **129** (3): S. 197-205; Newcastle, Australia.
- BACHMANN, G. H. (1974): Grundgipsschichten und Bochinger-Horizont (Mittlerer Keuper) in Nordost-Württemberg.- Jahresheft des Geologischen Landesamtes Baden-Württemberg **16**: S. 79-96; Freiburg i. Br.
- BALZER, D. (2003): Entstehung und Diagenese der Evaporite des Mittleren Muschelkalks in Südwestdeutschland.- In: Hansch, W. & Simon, T. (Hrsg.): Museo - Das Steinsalz aus dem Mittleren Muschelkalk Südwestdeutschlands: S. 58-75; Heilbronn (Städtisches Museum Heilbronn).
- BATHE, K.-J. (2002): Finite-Elemente-Methode.- 1253 S.; Berlin (Springer-Verlag).
- BAULE, H. & DRESEN, L. (1973): Methoden der Abgrenzung von Erdfallbereichen und der Lokalisierung unterirdischer Hohlräume.- In: Tagungsband Internationales Symposium "Erdfälle und Bodensenkungen", Hannover vom 10. - 13. September 1973: G3 1-9; Essen (Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau).

- BECK, B. F. (2003): Proceedings of the Ninth Multidisciplinary Conference on Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst, 6-10 September, Huntsville, Alabama, USA - Geotechnical Special Publication **No. 122**.- 737 S.; Reston (American Society of Civil Engineering).
- BLOUNT, C. W. & DICKSON, F. W. (1973): Gypsum-Anhydrite Equilibria in Systems $\text{CaSO}_4\text{-H}_2\text{O}$ and $\text{CaCO}_3\text{-NaCl-H}_2\text{O}$.- American Mineralogist **58** (3 & 4): S. 323-331; Washington D.C.
- BÖGLI, A. (1978): Karsthydrographie und physische Speläologie.- 292 S.; Berlin (Springer-Verlag).
- BRINKGREVE, R. B. J. (2003 a): PLAXIS 2D Benutzerhandbuch.- 184 S.; Delft (Plaxis).
- BRINKGREVE, R. B. J. (2003 b): PLAXIS 2D Material Models Manual.- 131 S.; Delft (Plaxis).
- BRINKGREVE, R. B. J. (2004): PLAXIS 3D Tunnel Reference Manual.- 188 S.; Delft (Plaxis).
- BRINKGREVE, R. B. J. & BAKKER, H. L. (1991): Non-linear finite element analysis of safety factors.- In: Beer, A., Booker, J. & Carter, J. (Eds.): Proceedings of the 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Cairns: S. 1117-1122; Rotterdam (A. A. Balkema Verlag).
- BRUNNER, H. (1980 a): Zur Stratigraphie des Gipskeupers (Mittlerer Keuper) und Schichtlagerung im Bereich der Bad Cannstatter Verwerfungszone.- Jahresberichte und Mitteilungen des Oberrheinischen Geologischen Vereines **62**: S. 101-122; Stuttgart.
- BRUNNER, H. (1980 b): Ingenieurgeologisches Gutachten über die Ursachen von Bauschäden in den bundesbahneigenen Gebäuden Winterhaldenstraße 48 und Hultschiner Straße 11 in Stuttgart-Bad Cannstatt.- Geologisches Landesamt Baden-Württemberg Freiburg i. Br., Zweigstelle Stuttgart: 7 S; Stuttgart. [unveröffentlicht]
- BRUNNER, H. (1989): Zur Stratigraphie des Mittleren Keupers östlich von Stuttgart (TK 25: Bl. 7121 Stuttgart-NE und 7221 Stuttgart-SE).- Jahresberichte und Mitteilungen des Oberrheinischen Geologischen Vereines **71**: S. 413-431; Stuttgart.
- BRUNNER, H. (1992): Erläuterungen zu Blatt 7120 Stuttgart-Nordwest. Mit Beiträgen von H. Hagdorn, S. Müller & T. Simon.- Geologische Karte 1:25 000 von Baden-Württemberg: 175 S.; Stuttgart.
- BRUNNER, H. (1998): Erläuterungen zum Blatt Stuttgart und Umgebung. Mit Beiträgen von J. Bruder, M. Franz, H.-U. Kobler, S. Müller, H. Plum, R. Prestel, W. Reiff, E. Rogowski, T. Schober, T. Simon, W. Schloz & F. Wurm.- Geologische Karte 1:50 000 von Baden-Württemberg: 298 S.; Stuttgart.

- BRUNNER, H. & WURM, F. (1983): Stratigraphie und Mächtigkeiten der unteren Gipskeuper-Schichten (km 1, Grabfeld-Folge) in Baden-Württemberg.- Jahresberichte und Mitteilungen des Oberrheinischen Geologischen Vereines **65**: S. 307-345; Stuttgart.
- BÜCHNER, K.-H. (1991): Die Gefährdung von Bauwerken durch Erdfälle im Vorland des Westharzes.- Geologisches Jahrbuch **59** (C): 40 S.; Hannover.
- BÜCHNER, K.-H. (1996): Gefährdungsabschätzung für die Planung von Bauwerken in erdfallgefährdeten Gebieten Niedersachsens.- Zeitschrift für angewandte Geologie **42** (1): S. 14-19; Berlin.
- BÜCHNER, K.-H. (1998): Möglichkeiten zum Schutz von Bauwerken vor Schäden durch Senkungen in Karstgebieten.- In: Toepfer, A. (Hrsg.): Gipskarstlandschaft Südharz - aktuelle Forschungsergebnisse und Perspektiven - NNA-Bericht, **11**: S. 170-179; Schneverdingen (A. Töpfer Akademie für Naturschutz).
- BÜCHNER, K.-H. (2003): Dillsgraben bei Bockenem Königsdahlum - Größter Einzelerdfall Niedersachsens.- Geozentrum Hannover, Onlineartikel zu Geotope in Niedersachsen veröffentlicht auf der Internetseite <http://www.geotope.de>: 2 S.; Hannover.
- BURGER, A. & ROGOWSKI, E. (1977): Neues Stadtbahnkonzept.- Baupraxis **6**: S. 6-14; Stuttgart.
- BUSCH, K.-F., LUCKNER, L. & TIEMER, K. (1993): Lehrbuch der Hydrogeologie, Band 3 "Geohydraulik".- 497 S.; Berlin (Gebrüder Borntraeger).
- CARLÉ, W. (1975): Die Thermalwasser-Bohrung von Stuttgart-Bad Cannstatt.- Jahreshefte der Gesellschaft für Naturkunde Württemberg **130**: S. 87-155; Stuttgart.
- CARLÉ, W., REIFF, W. & STRÖBEL, W. (1969): Führer zu den Exkursionen anlässlich der 90. Tagung des Oberrheinischen Geologischen Vereins in Ludwigsburg und Stuttgart vom 8. - 12. April 1969.- Arbeiten aus dem Institut für Geologie und Paläontologie der Universität Stuttgart **56**: 87 S.; Stuttgart.
- CHEN, J. & BECK, B. F. (1989): Qualitative modelling of the cover-collapse process.- In: Beck, B. F. (Ed.): Proceedings of the Third Multidisciplinary Conference on Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst, 2-4 October 1989, St. Petersburg Beach, Florida: S. 89-95; Rotterdam (A. A. Balkema Verlag).
- DIN 4021 (1990): Baugrund, Aufschluss durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme vom Proben.- In: DIN-Taschenbuch 113 Erkundung und Untersuchung des Baugrunds (2005): 543 S., Köln (Beuthe Verlag).
- DIN 4084 (1981): Baugrund - Geländebruchberechnungen.- In: DIN-Taschenbuch 36 Erd- und Grundbau (2002): 664 S., Köln (Beuthe Verlag).

- DIN 4094 (2001): Baugrund, Felduntersuchungen; Teil 3: Rammsondierung.- In: DIN-Taschenbuch 113 Erkundung und Untersuchung des Baugrunds (2005): 543 S., Köln (Beuth Verlag).
- DRESCHER, J., HILDEBRAND, G. & SCHMIDEK, R. (1973): Bodensenkungen in der Lüneburger Altstadt: Vorschläge zur baulichen Sanierung.- In: Tagungsband Internationales Symposium "Erdfälle und Bodensenkungen" in Hannover vom 10. - 13. September 1973: T4-G-G7; Essen (Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau).
- EINFALT, H.-C. (1975): Ergebnisse der Untersuchungen an den Calciumsulfatmineralien aus dem Gipskeuper.- Straßenbau und Straßenverkehrstechnik **184**: S. 95-118; Bonn.
- ENGELS, B. (1973): Mechanismen von Erdfällen und natürlichen Bodensenkungen.- Internationales Symposium Erdfälle und Bodensenkungen: G2 1-6; Hannover.
- ETZOLD, A. & VILLINGER, E. (2004): Keuper in Baden-Württemberg - Stratigraphische Tabelle.- 1 S.; Freiburg i. Br. (Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau Baden-Württemberg).
- FENK, J. (1975): Über die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Tagesbrüchen.- Neue Bergbautechnik **5** (1): S. 283-287; Leipzig.
- FENK, J. (1978): Analytische Behandlung des Tagesbruchproblems.- Neue Bergbautechnik **8** (3): S. 139-143; Leipzig.
- FENK, J. (1981): Eine Theorie zur Entstehung von Tagesbrüchen über Hohlräumen im Lockergebirge.- Freiburger Forschungshefte **638** (A): 138 S.; Leipzig.
- FENK, J. (2001): Tagesbrüche über Hohlräumen im Lockergebirge mit geneigter Schichtlagerung - Ergebnisse eines DFG-Projekts.- In: Tagungsband zum 1. Altbergbau - Kolloquium, Freiberg vom 8. - 9. November 2001: S. 85-89; Essen (Glückauf Verlag).
- FENK, J. & AST, W. (2004): Geotechnische Einschätzung bruchgefährdeten Baugrunds.- Geotechnik **27** (1): S. 59-65; Essen.
- FIKSEL, T. & STOYAN, D. (1983): Mathematisch-statistische Bestimmung von Gefährdungsgebieten bei Erdfallprozessen.- Zeitschrift für angewandte Geologie **29** (9): S. 455-459; Stuttgart.
- FILIPPONI, M. (2003): Die Stabilität von Karsthohlräumen am Beispiel der A.F. Lindner-Halle im Abisso di Trebiciano (Italien).- Diplomarbeit, Eidgenössischen Technische Hochschule, veröffentlicht auf der Internetseite <http://e-collection.ethbib.ethz.ch/show?type=dipl&nr=122>: 99 S.; Zürich.
- FÖRSTER, W. (1998): Bodenmechanik.- 385 S.; Stuttgart, Leipzig (Teubner).

- FRANK, M. (1950): Erläuterungen zu Blatt 7121 Stuttgart-Nordost.- Geologische Karte 1:25 000 von Baden-Württemberg: 137 S.; Stuttgart.
- FRANK, M. (1957 a): Dritter Zwischenbericht zum Gutachten über die Untersuchung der Bohrproben im Kienbach in Stuttgart-Bad Cannstatt.- Gutachten des Geologischen Landesamtes Baden-Württemberg Freiburg i. Br., Zweigstelle Stuttgart: 12 S.; Stuttgart. [unveröffentlicht]
- FRANK, M. (1957 b): Untergrunderkundung für den Neubau des Gottlieb-Daimler-Gymnasiums.- Gutachten des Geologischen Landesamtes Baden-Württemberg Freiburg i. Br., Zweigstelle Stuttgart: 5 S.; Stuttgart. [unveröffentlicht]
- FRANK, M. (1960): Erläuterungen zu Blatt 7221 Stuttgart-Südost.- Geologische Karte 1:25 000 von Baden-Württemberg: 72 S.; Stuttgart.
- GAY, G. C. W. & HENKE, K. F. (1973): Feststellung und Sanierung von unterirdischen Hohlräumen und Verbruchzonen.- In: Tagungsband - Internationales Symposium "Erdfälle und Bodensenkungen", Hannover vom 10. - 13. September 1973: T3 H 1-4; Essen (Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau).
- GEYER, O. F. & GWINNER, M. P. (1991): Geologie von Baden-Württemberg.- 482 S.; Stuttgart (Schweizerbart).
- GGD (2002): Mikrogravimetrie zur Erkundung der Erdfallgefährdung in Stuttgart - Bad Cannstatt, Erdfallgebiet Tarnowitzer Straße.- Ergebnisbericht der Gesellschaft für Geowissenschaftliche Dienste: 11 S.; Leipzig. [unveröffentlicht]
- GGU (2001): Bericht der geoelektrischen und seismischen Untersuchungen wegen Dolinengefährdung in Bad Cannstatt.- Gesellschaft für Geophysikalische Untersuchungen: 11 S.; Karlsruhe. [unveröffentlicht]
- GUNN, J. (2003): Eyclopedia of Caves and Karst Science.- 960 S.; New York (Routledge, Taylor & Francis Group).
- HARDIE, L. A. (1967): The Gypsum-Anhydrite Equilibrium at one Atmosphere Pressure.- American Mineralogist **52** (1 & 2): S. 171-200; Washington D.C.
- HASSELKUS, F. (2004): Rekonstruktion des Verlaufs nichtzugänglicher Altbergbaubereiche mittels Ultraschal- oder Laservermessung.- In: Tagungsband 4. Altbergbau-Kolloquium, Leoben vom 4. - 6. Oktober 2004: S. 13-27; Essen (Glückauf Verlag).
- HENKE, K. F., KAISER, W. & NAGEL, D. (1975): Geomechanische Untersuchungen im Gipskeuper.- Straßenbau und Straßenverkehrstechnik **184**: S. 149-162; Bonn.

-
- HEROLD, U. & HECKNER, J. (2001): Subrosion - Georisiko beim Planen und Bauen in Sachsen-Anhalt.- In: 5. Fachkolloquium der JENA-GEOS-Ingenieurbüro am 15. Nov. 2001: S. 20-21; Jena.
- HOLLMANN, F., KREMSER, F., LANDSMANN, H. & RANDJBAR, B. (2004): Zum Verhalten bergschadentechnischer Problembereiche und Verdachtsflächen beim Ersaufen eines Grubengebäudes und nach Erreichen des Standwasser-/Grundwasserausgleichs.- In: 4. Altbergbau-Kolloquium, Leoben vom 4. - 6. Oktober 2004: S. 97-102; Essen (Verlag Glückauf).
- KAMMERER, F. (1962): Ingenieurgeologische Methoden in Erdfall- und Senkungsgebieten.- Freiberger Forschungshefte **127** (C.): S. 49-109; Berlin.
- KEMPE, S. (1970): Beiträge zum Problem der Speläogenese im Gips unter besonderer Berücksichtigung der Unterwasserphase.- Die Höhle **21** (3): S. 126-134; Wien.
- KEMPE, S. (2005): Karstgebiete und Höhlen in Deutschland.- Geographische Rundschau **57** (6): S. 44-52; Braunschweig.
- KLIMCHOUK, A. & ANDREJCHUK, V. (1996 a): Sulphate rocks as an arena for karst development.- International Journal of Speleology **25** (3-4): S. 9-20; Bologna.
- KLIMCHOUK, A. & ANDREJCHUK, V. (1996 b): Breakdown development in cover beds, and landscape features induced by intrastatal gypsum karst.- International Journal of Speleology **25** (3-4): S. 127-144; Bologna.
- KLIMCHOUK, A., FORTI, P. & COOPER, A. (1996): Gypsum karst of the World: a brief overview.- International Journal of Speleology **25** (3-4): S. 159-181; Bologna.
- KOLYMBAS, D. (1998): Geotechnik - Tunnelbau und Tunnelmechanik.- 326 S.; Berlin (Springer-Verlag).
- KOWALSKI, W. C. (1991): Engineering geological aspects of different types of karst corrosion and fracture generation in karst masses.- Bulletin of the International Association of Engineering Geology **44**: S. 35-46; Paris.
- LANGBEIN, R., PETER, H. & SCHWAHN, H.-J. (1982): Karbonat- und Sulfatgesteine.- 335 S.; Leipzig (VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie).
- LIPPMANN, F. & SAVAŞÇIN, Y. (1969): Mineralogische Untersuchungen an Lösungsrückständen eines württembergischen Keupergipsvorkommens.- Tschermarks mineralogische und petrographische Mitteilungen **13**: S. 165-190; Wien.

- LISZKOWSKI, J. (1973 a): Erdfälle und Bodensenkungen der Karstgebiete Polens, ihre Verbreitung und Genese.- In: Tagungsband Internationales Symposium "Erdfälle und Bodensenkungen", Hannover vom 10. - 13. September 1973: T1 E 1-7; Essen (Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau).
- LISZKOWSKI, J. (1973 b): Bemerkungen über die Geomechanik von Erdfällen.- In: Tagungsband Internationales Symposium "Erdfälle und Bodensenkungen", Hannover vom 10. - 13. September 1973: T2-F bis T2-F5; Essen (Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau).
- LIU, S.-T. & NANCOLLAS, G. H. (1971): The kinetics of dissolution of calcium sulfate dihydrate.- *Journal of Inorganic and Nuclear Chemistry* **33** (8): S. 2311-2316; London.
- MAIDL, B. (1988): Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus.- 364 S.; Essen (Glückauf Verlag).
- MEIER, G. (1978): Zum Problem von Tagesbruchanalysen in Altbergbaugebieten aus der Sicht praktischer Bergsicherungsarbeiten.- *Neue Bergbautechnik* **8** (11): S. 639-643; Leipzig.
- MEIER, G. (2001): Numerische Abschätzung von Tagesbruchgefährdung in Altbergbaugebieten.- In: Sonderband Geotechnik 13. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie an der Universität (TH), Karlsruhe vom 2. - 6. April 2001: S. 95-100; Essen (Glückauf Verlag).
- MEIER, J. (2003): Statistische Analyse von Tagesbrüchen über Abbaufeldern des Braunkohlen Tiefbaus und ein Versuch ihrer numerischen Simulation mit dem Programm FLAC.- In: 14. Tagung für Ingenieurgeologie, Kiel vom 26. - 29. März 2003: S. 39-44; Kiel (Institut für Geowissenschaften, Universität Kiel).
- MEIBNER, H. (1991): Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.- *Geotechnik* **14**: S. 1-10; Essen.
- MOLEK, H. (1976): Senkungs- und Bruchvorgänge im Salzkart.- *Zeitschrift für Geologische Wissenschaften* **4** (8): S. 1135-1147; Berlin.
- MOLEK, H. (1984): Ingenieurgeologische Untersuchungen in Subrosionsgebieten unter besonderer Berücksichtigung der Ermittlung des Zerrüttungsgrades im postsalinaren Deckgebirge.- Dissertation, Technische Universität Bergakademie Freiberg: 135 S.; Freiberg.
- MOLEK, H. (2003): Engineering-geological and geomechanical analysis for the fracture origin of sinkholes in the realm of a high velocity railway line.- In: Beck, B. F. (Ed.): Proceedings of the Ninth Multidisciplinary Conference on Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst, 6-10 September, Huntsville, Alabama, USA - Geotechnical Special Publication **No. 122**: S. 551-558; Reston (American Society of Civil Engineering).

- MOLEK, H., TOLMATSHEV, V. V. & CHOMENKO, V. P. (1997): Untersuchungen zum Mechanismus von Karstsuffosion-Erdfallbildung und deren Einfluß auf Baumaßnahmen.- In: Sonderband Geotechnik 11. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, Würzburg vom 23. - 25. April 1997: S. 345 - 356; Essen (Glückauf Verlag).
- NITSCH, E. (2005): Der Keuper in der Stratigraphischen Tabelle von Deutschland 2002: Formationen und Folgen.- Newsletter on Stratigraphy **41** (1-3): S. 159-171; Berlin, Stuttgart.
- PENZEL, M. (1980): Bemerkungen zur Erdfallgenese in Auslaugungsgebieten aus geomechanischer Sicht.- Neue Bergbautechnik **10** (1): S. 15-19; Leipzig.
- POHL, W. (1992): W. & W.E. Petrascheck's Lagerstättenlehre.- 504 S.; Stuttgart (Schweizerbart).
- PÖTTLER, R. (2004): Beherrschung der Karst- und Erdfallproblematik im Tunnelbau.- In: Heinrich, F. & Kapperich, H. (Hrsg.): Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Bergakademie Freiberg: 110 S.; Freiberg (Medienzentrum der TU Bergakademie Freiberg).
- POTTS, D. M. & ZDRAVKOVIC, L. (1999): Finite element analysis in geotechnical engineering, Vol. 1 "Theory".- 460 S.; London (Telford).
- PRINZ, H. (1970): Fossile Einbruchsschlote im Mittleren Bundsandstein der Vorderrhön, entstanden durch Auslaugung von Salzgesteinen im tiefen Zechsteinuntergrund.- Rock Mechanics **1**: S. 35-42; Wien.
- REIFF, W. (1973): Beispiele von Bauschäden und konstruktiven Maßnahmen beim Bauen in Erdfallgebieten Südwestdeutschlands.- In: Tagungsband Internationales Symposium "Erdfälle und Bodensenkungen", Hannover vom 10. - 13. September 1973: T4-K-K7; Essen (Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau).
- REUTER, F. & MOLEK, H. (1980): Ingenieurgeologisch-strukturgeologische Grundlagen zur Beschreibung von Objekten des Sulfat- und Chloridkarstes.- Freiburger Forschungshefte **A 622**: 78 S.; Freiberg.
- REUTER, F., MOLEK, H. & SCHWERTER, R. (1983): Möglichkeiten einer ingenieurgeologischen Bewertung des verkarstenden Gipsgebirges.- Zeitschrift für angewandte Geologie **29** (8): S. 361-365; Berlin.
- REUTER, F. & REUTER, R. (1962): Ingenieursgeologische Beurteilung und Klassifikation von Auslaugungserscheinungen (Hinweise für das Bauen in auslaugungsgefährdeten Gebieten).- Freiburger Forschungshefte **127** (C.): S. 1 - 48; Berlin.
- REUTER, F., TOLMAČEV, V. V., MOLEK, H., SUDERLAU, G. & CHOMENKO, V. P. (1990): Bauen und Bergbau in Senkungs- und Erdfallgebieten.- 176 S.; Berlin (Akademie-Verlag).

- REY, F. & SUDERLAU, G. (1984): Zum Nachweis oberflächennaher Hohlräume mit Hilfe der leichten Rammsonde.- Neue Bergbautechnik **14** (1): S. 8-10; Leipzig.
- RICHTER-BERNBURG, G. (1985): Zechstein-Anhydrite (Fazies und Genese).- Geologisches Jahrbuch **85**: 85 S.; Hannover.
- ROGOWSKI, E. (1975): Ursache von Bauschäden an Wohnhäusern in der Oberritzstraße in Stuttgart.- Gutachten des Geologischen Landesamtes Baden-Württemberg Freiburg i. Br., Zweigstelle Stuttgart: 7 S.; Stuttgart. [unveröffentlicht]
- ROGOWSKI, E. (1989): Ingenieurgeologisches Gründungsgutachten zum Bauvorhaben "Gegenbühl, III. Bauabschnitt" der Wohnbau Württemberg GmbH in Korntal-Münchingen 1.- Geologisches Landesamt Baden-Württemberg Freiburg i. Br., Zweigstelle Stuttgart: 9 S.; Stuttgart. [unveröffentlicht]
- ROGOWSKI, E. (1992): Profilaufnahme der Dolinenerkundungs-Bohrungen in der Tarnowitzer Straße.- Geologisches Landesamt Baden-Württemberg Freiburg i. Br., Zweigstelle Stuttgart: 8 S.; Stuttgart. [unveröffentlicht]
- ROGOWSKI, E. (2001): Profilaufnahme der Hohlraumerkundungs-Bohrungen im Erdfallgebiet Kienbachstraße.- Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau Baden-Württemberg Freiburg i. Br., Zweigstelle Stuttgart: 10 S.; Stuttgart. [unveröffentlicht]
- ROGOWSKI, E. (2002): Zur Problematik des Gipskarstes in einem Wohngebiet in Stuttgart.- In: Schad, H. (Hrsg.): Tagungsband 3. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Esslingen vom 22. - 23. Januar 2002: S. 213-219; Ostfildern (Technische Akademie Esslingen).
- ROGOWSKI, E. (2004): Profilaufnahme einer Sondierungsbohrung am Landeskriminalamt, Stuttgart-Bad Cannstatt.- Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau Baden-Württemberg Freiburg i. Br., Zweigstelle Stuttgart: Stuttgart. [unveröffentlicht]
- ROGOWSKI, E. (2006): Zur Entwicklung des Sulfatkarstes und zur Abschätzung des subrosionsbedingten Gefährdungspotentials in einem Wohngebiet in Stuttgart.- Laichinger Höhlenfreund **41**: S. 19-25; Laichingen.
- ROGOWSKI, E. & SCHWEIKARDT, S. (2006): Zur Standsicherheit von Gipsauslaugungshohlräumen unter Berücksichtigung geologischer-geotechnischer Einflussgrößen.- In: Schad, H. (Hrsg.): Tagungsband 5. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Esslingen vom 24. - 25. Januar 2006: S. 475-482; Ostfildern (Technischen Akademie Esslingen).
- RÖSLER, H. J. (1991): Lehrbuch der Mineralogie.- 844 S.; Leipzig (Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie).

- RUSE, N. (2004): Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb.- In: Vermeer, P. A. (Hrsg.): Mittelungen aus dem Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, **51**: 148 S.; Stuttgart (Institut für Geotechnik).
- SAWIN, G. N. (1961): Stress Concentrations around Holes.- 430 S.; Oxford (Pergamon Press).
- SCARBOROUGH, J. A., BEN-HASSINE, J., KANE, W. F., DRUMM, E. C. & KETELLE, R. H. (1989): Surface deformation of residual soil over cavitose bedrock.- In: Beck, B. F. (Ed.): Proceedings of the Third Multidisciplinary Conference on Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst, 2-4 October 1989, St. Petersburg Beach, Florida: S.143-149; Rotterdam (A. A. Balkema Verlag).
- SCHULZ, H. R. (2004): Anwendung der Gravimetrie bei Auflockerungen und einsturzgefährdeten Bereichen.- In: Tagungsband 4. Altbergbau-Kolloquium, Leoben vom 4. - 6. Okt. 2004: S. 1-9; Essen (Glückauf Verlag).
- SCHWEIKARDT, S. (2007): Standsicherheit von Auslaugungshohlräumen in gipsführenden Gesteinen des Mittleren Keupers -Finite Elemente Berechnungsmodelle und analytische Betrachtung.- In: Otto, F. (Hrsg.): Veröffentlichungen von der 16. Tagung für Ingenieurgeologie, Bochum vom 07. - 10. März 2007: S. 21-30; Bochum (Technische Fachhochschule Georg Agricola).
- SMOLT CZYK & PARTNER (2001): Gutachten über Untergrunderkundung und Sanierungsmaßnahmen in Stuttgart-Bad Cannstatt, Ihmlingstraße: Doline und Hohlraum.- Geotechnischer Abschlussbericht Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart: 8 S.; Stuttgart. [unveröffentlicht]
- SMOLT CZYK, U. & MAJCHRZYK, K. (1986): Forschungsbericht "Bestimmung der Scherfestigkeit teilentfestiger Ton- und Schluffsteine". 25 S.; Stuttgart. [unveröffentlicht]
- STEINBUCH, W. (1998): Finite Elemente - Ein Einstieg.- 266 S.; Berlin (Springer-Verlag).
- STRÖBEL, W. (1961): Baugrundverhältnisse des Neubaues des Gottlieb-Daimler-Gymnasiums in Stuttgart-Bad Cannstatt, Augsburgerstraße.- Gutachten des Geologischen Landesamtes Baden-Württemberg Freiburg i. Br., Zweigstelle Stuttgart: 9 S.; Stuttgart. [unveröffentlicht]
- STRÖBEL, W. (1973): Der Grundgips im Raum Stuttgart als Modell für Gipsauslaugung und Bildung von Erdfällen.- In: Tagungsband - Internationales Symposium "Erdfälle und Bodensenkungen", Hannover vom 10. - 13. September 1973: T1-G-G8; Essen (Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau).
- STRÖBEL, W. & WURM, F. (1994): Erläuterungen zu Blatt 7220 Stuttgart-Südwest. Mit Beiträgen von G. Bloss & S. Müller.- Geologische Karte 1:25 000 von Baden-Württemberg: 191 S.; Stuttgart.
- SZÉCHY, K. (1969): Tunnelbau.- 858 S.; Wien (Springer-Verlag).

- TERZAGHI, K. & RICHART, F. E. (1952): Stress in rock around cavities.- *Géotechnique* **3**: S. 57-99; London.
- THARP, T. M. (2003): Cover-Collapse Sinkhole Formation and Soil Plasticity.- In: Beck, B. F. (Ed.): Proceedings of the Ninth Multidisciplinary Conference on Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst, 6-10 September, Huntsville, Alabama, USA - Geotechnical Special Publication **No. 122**: S. 110-123; Reston (American Society of Civil Engineering).
- UFRECHT, W. (1994): Das Mineralwasser von Stuttgart-Bad Cannstatt und Berg - eine Einführung in die Geologie, Geohydraulik und Hydrochemie des Systems.- In: Ufrecht, W. & Einsele, G. (Hrsg.): Das Mineralwasser von Stuttgart, **2/1994**: S. 13-48; Stuttgart (Schriftenreihe des Amts für Umweltschutz).
- UFRECHT, W. (2006): Alter und Entwicklung des Gipskarstes im Stadtgebiet Stuttgart.- *Laichinger Höhlenfreund* **41**: S. 3-18; Laichingen.
- VERMEER, P. A. & DE BORST, R. (1984): Non-associated plasticity for soils, concrete and rock.- *Heron* **29** (3): S. 1-63; Victoria, Canada.
- VERMEER, P. A., MÖLLER, S. C. & RUSE, N. (2004): Formeln für den Minimaldruck beim Schildvortrieb unter Berücksichtigung der dreidimensionalen Gewölbewirkung.- *Geotechnik* **27** (2): S. 182 - 187; Essen.
- VERMEER, P. A. & VAN LANGEN, H. (1989): Soil collapse computation with finite elements.- *Ingenieur-Archiv* **59**: S. 221-236; Berlin.
- VERMEER, P. A. & ZWESCHPER, B. (2004): Bodenmechanische Untersuchungen an drei Bodenproben einer Kernbohrung auf dem Gelände des LKA in Stuttgart-Bad Cannstatt, Taubenheimstraße 85.- Gutachten am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart: 3 S.; Stuttgart. [unveröffentlicht]
- VILLINGER, E. (2004): Quartär in Baden-Württemberg - Stratigraphische Tabelle.- 1 S.; Freiburg i. Br. (Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau Baden Württemberg).
- VLADI, F. (2003): Der Jues-See - Holozäner Großerdfall und Forschungsschwerpunkt in Herzberg/Südharz.- Geozentrum Hannover, Onlineartikel zu Geotope in Niedersachsen veröffentlicht auf der Internetseite <http://www.geotope.de>: 2 S.; Hannover.
- VOLL, K. (1992): Die Anhydrit-Gips-Umwandlung in Sedimentgesteinen: Texturelle, strukturelle und chemische Mechanismen.- Dissertation, Universität Karlsruhe: 146 S.; Karlsruhe.
- WAGENPLAST, P. (2005): Ingenieurgeologische Gefahren in Baden-Württemberg - Informationen 16.- 79 S.; Freiburg i. Br. (Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau).

-
- WEBER, H. (1930): Zur Systematik der Auslaugung.- Zeitschrift der Deutschen Geologischen Gesellschaft **82**: S. 186-279; Berlin.
- WHITE, W. B. (1988): Geomorphology and Hydrology of Karst Terrains.- 464 S.; Oxford (University Press).
- WIECK, J. (1992): Seismische Durchschallung des Untergrundes im Bereich der Tarnowitzer Straße in Stuttgart-Bad Cannstatt.- Büro für Geophysik: 9 S.; Neckartailfingen. [unveröffentlicht]
- WITTKÉ, W. (1984): Felsmechanik: Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels.- 1050 S.; Berlin (Springer-Verlag).
- WITTKÉ, W. (2004): 30 Jahre Tunnelbau im schwierigen Stuttgarter Baugrund - Erfahrungen und Ausblick.- In: R.B.J. Brinkgreve, H. S., H.F. Schweiger & E. Willand (Hrsg.): Geotechnical Innovations - Neue Entwicklungen in der Geotechnik: S. 177-199; Essen (Glückauf Verlag).
- ZIEGLER, B. (1998): Einführung in die Paläobiologie Teil 3 "Spezielle Paläontologie".- 666 S.; Stuttgart (Schweizerbart).
- ZIENKIEWICZ, O. C. (1977): The finite element method.- 787 S.; London (McGraw-Hill).

Anhang

- Anhang I: Bohrprofil B 10 "Ihmlingstraße"
Seite 175
- Anhang II: Ergebnis der Sonarvermessung des Auslaugungshohlraums "Ihmlingstraße"
Seite 176
- Anhang III: Profilaufnahmen der Bohrungen B 1 bis B 23
Seite 177
- Anhang IV: Statisch-konstruktive Anforderung für Wohngebäude in erdfallgefährdeten Gebieten
Seite 192

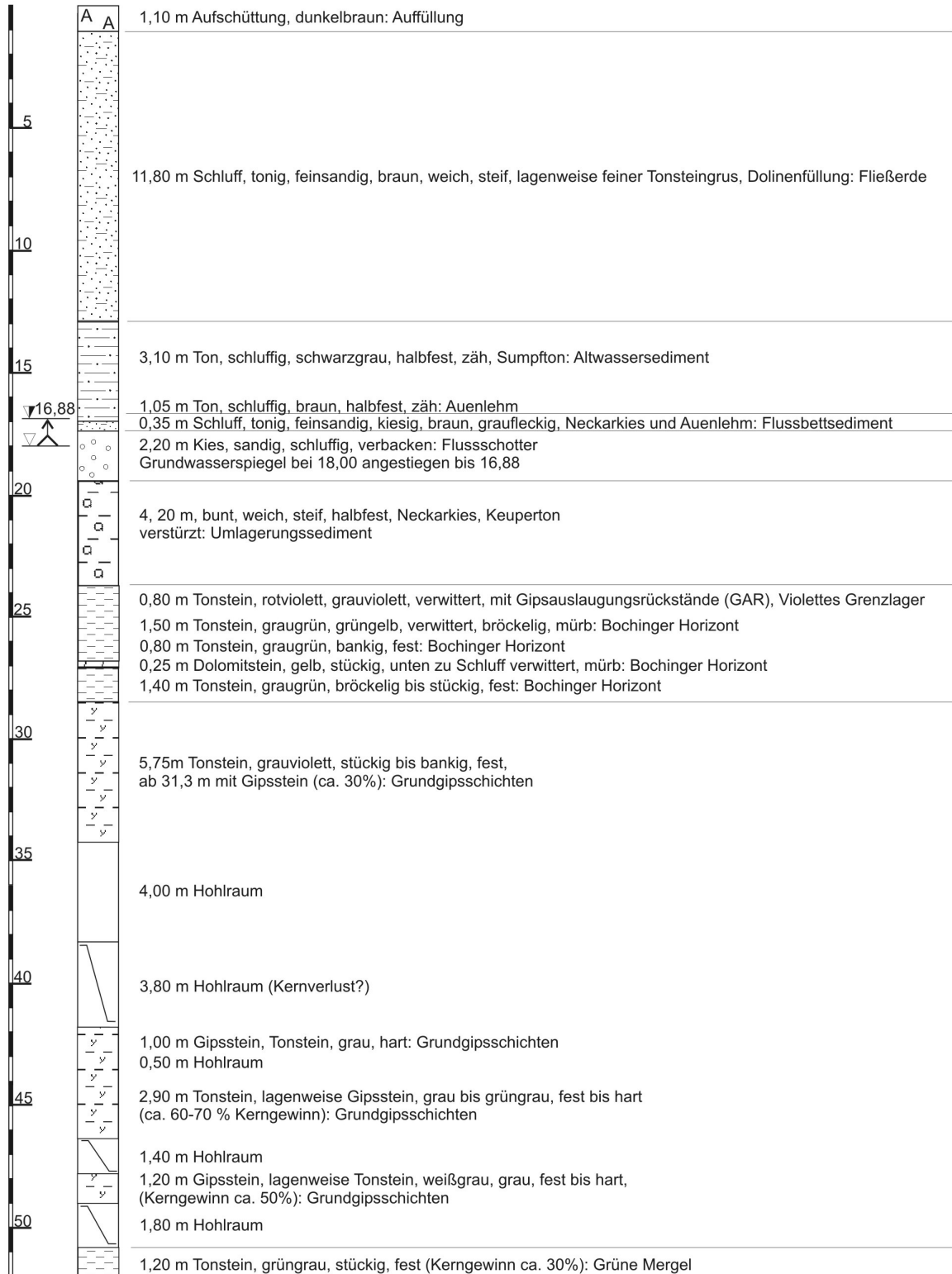
Anhang I

Bohrprofil B 10 "Ihmlingstraße" (nach ROGOWSKI 2001)

Rechtswert: 3517481,7

Hochwert: 5407165,8

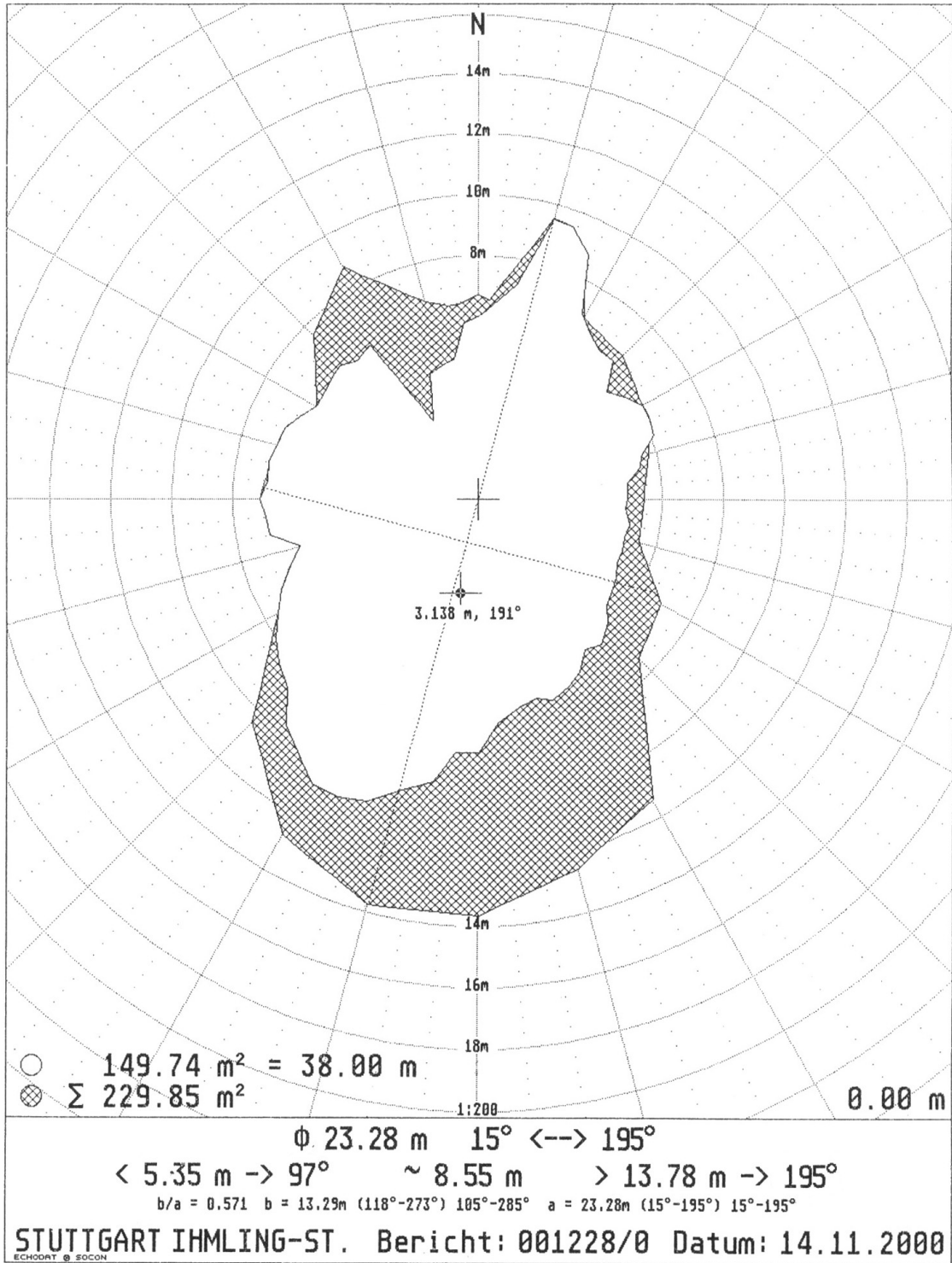
Ansatzhöhe: 236,48



Anhang II

Ergebnis der Sonarvermessung am Auslaugungshohlraum "Ihmlingstraße" (Bohrung B 10) zwischen 35 und 42 m u. GOK. Dargestellt ist die maximale Grundfläche (schraffiert) des Auslaugungshohlraums und die größte Fläche in einer Ebene bei 40 m u. GOK (weiß).

MAXIMUMPLOT



Anhang III

Profilaufnahmen der Bohrungen B 1 bis B 23

Nr.	Bohrung	Bearbeiter	Gauss-Krüger Koordinaten		Ansatzpunkt [m ü. NN]	GWS [m u. GOK]	Endteufe [m u. GOK]
			Rechtswert	Hochwert			
1	Tarnowitzer Straße	1	3517539,3	5407048,3	238,9	19,05	21,5
2	Tarnowitzer Straße	1	3517565,9	5407050,8	239,3	19,55	52,5
3	Tarnowitzer Straße	1	3517571,2	5407066,0	240,3	nb	20,0
4	Tarnowitzer Straße	1	3517553,4	5407010,2	238,9	nb	21,0
5	Hultschiner Straße	1	3517597,0	5407025,5	241,0	21,35	53,2
6	Tarnowitzer Straße	1	3517581,6	5407040,1	240,4	nb	21,0
7	Ruhrstraße (Süd)	1	3517527,3	5406973,4	236,7	16,85	56,0
8	Geplante Bohrung Kienbachstraße	-	-	-	-	-	-
9	Ruhrstraße (Nord) Ecke Kattowitzer Straße	1	3517357,5	5407158,1	234,4	13,07	48,0
10	Kindergarten Ihmlingstraße	1	3517481,7	5407165,8	236,5	16,88	52,0
11	Ihmlingstraße Ecke Beuthener Straße	1	3517606,8	5407285,8	246,6	13,75	66,4
12	Gleisdreieck Winterhalde	2	3517615,0	5406850,0	nb	nb	50,0
13	Gleisdreieck Winterhalde	2	nb	nb	236,7	17,0	49,8
14	Schrebergarten Winterhalde	2	nb	nb	239,2	nb	50,0
15	Schrebergarten Winterhalde	2	nb	nb	238,9	nb	50,1
16	Kienbachstraße (Süd)	2	nb	nb	237,2	nb	50,0
17	Kienbachstraße (Mitte)	2	nb	nb	232,4	nb	37,0
18	Gottlieb-Daimler-Gymnasium	3	nb	nb	229,5	nb	40,0
19	Gottlieb-Daimler-Gymnasium	3	nb	nb	230,4	nb	41,0
20	Gottlieb-Daimler-Gymnasium	3	nb	nb	231,5	12,0	42,0
21	Gottlieb-Daimler-Gymnasium	3	nb	nb	230,7	11,0	41,0
22	Landeskriminalamt	1	nb	nb	230,0	nb	35,3
23	Kattowitzer Straße	3	nb	nb	231,9	nb	43,5

nb = nicht bestimmt, Ansatzpunkt aus Lageplan bekannt

Bearbeiter:

- 1) ROGOWSKI (1992, 2001 & 2004)
- 2) FRANK (1957 a und 1957 b)
- 3) STRÖBEL (1961)

B 1 Tarnowitzer Straße

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 1,20	1,20	Asphalt, Betonreste, Travertinbruchstücke, Neckarkies, grau-braun, Schluff, sandig, braun, fest, einzelne kleine Steine	Auffüllung
1,20 - 7,00	5,80	Schluff, tonig, schwach feinsandig, braun, fest, vereinzelt kleine Steinmergelbröckchen	Auensedimente
7,00 - 8,00	1,00	Schluff, tonig, vermischt mit Tonsteingrus, einzelne Dolomitsteingerölle, rötlichbraun, bunt, fest	Fließerde
8,00 - 11,00	3,00	Schluff, tonig, schwach sandig, weich bis steif, rötlichbraun, leicht gelbstichig	Schwemmlöss Fließerde
11,00 - 14,30	3,30	Ton, stark schluffig, nach unten zunehmend mit Tonsteingruß durchsetzt, einzelne Dolomitsteinbröckchen, grauoliv, halbfest bis fest	Keuperfließerde
14,30 - 16,00	1,70	Ton, schluffig, dunkelbraun, leicht anmoorig, ab 15,60 m rötlichbraun, halbfest, mit einzelnen Ton- und Dolomitsteinbröckchen	Auensediment
16,00 - 17,00	1,00	Schluff, schwach tonig, mit reichlich Tonsteingrus, olivgrau, halbfest, bis fest	Fließerde
17,00 - 17,70	0,70	Tonsteinschutt, bröselig, bröckelig, tonig, schluffig verwittert, z. T. Tonsteinbröckchen, oliv, rotbraun, fest, verstürzt	Umlagerungssediment (Gipskeuper umgelagert)
17,70 - 21,50	3,80	Tonstein, grau-rotbraun, halbfest, verwittert, mürb mit GAR ⁶ -Lagen, eingeschaltete Schlufflagen, feinsandig, grau, mürb, weich bis steif mit GAR-Lagen	Dunkelrote Mergel ?

B 2 Tarnowitzer Straße

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 0,80	0,80	Asphalt, Steine, Sand, grau	Auffüllung
0,80 - 1,75	1,15	Schluff, tonig, schwach feinsandig, braun, steif einzelne Ziegelstücke	
1,75 - 8,95	7,20	Schluff, tonig, feinsandig, braun, steif, mit Tonsteingruß	Fließerde
8,95 - 13,80	4,85	Tonstein, graugrün-grau, geschichtet, verwittert, mürb bis bröckelig, steif bis halbfest	Mittlerer Gipshorizont
13,80 - 13,90	0,10	Dolomit (Schluff), gelbbraun, weich	Bleiglanzbank
13,90 - 14,90	1,00	Tonstein, graugrün, geschichtet, stückig, fest	Mittlerer Gipshorizont
14,90 - 22,00	7,10	Tonstein, rotbraun, grauviolett, lagenweise graugrün, geschichtet, bröckelig, halbfest bis fest, GWS ⁷ 19,55 m u. GOK	Dunkelrote Mergel
22,00 - 27,90	5,90	Tonstein, rotbraun, grauviolett, geschichtet, mürb, bröckelig, halbfest 24,55-24,90 GAR	
27,90 - 28,90	1,00	Tonstein, hellgraugrün, karmin, hellgelb, feingeschichtet, mürb, dünne GAR-Lagen	
28,90 - 39,50	0,60	Tonstein, dünn gebändert, violett, geschichtet, bröckelig bis kleinstückig, fest	Violettes Grenzlager
39,50 - 32,00	2,50	Tonstein, graugrün, grau, geschichtet bröckelig, kleinstückig, fest	Bochinger-Horizont
32,00 - 32,20	0,20	Dolomitstein, grau, bankig, hart	Bochinger-Bank
32,20 - 33,70	1,50	Tonstein, graugrün, geschichtet, bröckelig, kleinstückig, fest mit weichen GAR	Bochinger-Horizont
33,70 - 36,55	3,25	Tonstein, grauviolett-graugrün (Top), mürb bröckelig, verstürzt, kleinstückig, teils geschichtet, hellbeige, mürb und weich GAR	Grundgipssichten

⁶ GAR = Gipsauslaugungsrückstände

⁷ GWS = Ruhe-Grundwasserspiegel

36,55 - 40,95	4,40	Gipsstein, lagenweise Tonstein, weißgrau, bankig, geschichtet, hart Gipsanteil ca. 70 %, Basis 0,45 Tonstein, grau, stückig, fest	
40,95 - 44,60	3,65	Gipsstein, Tonstein, wechsellagernd, weißgrau, grau, bankig, fest, hart Gipsanteil ca. 30-60 %	
44,60 - 50,50	5,90	Gipsstein, weißgrau, grau, massig, bankig, hart untersten 50cm mit dünnen, tonigen Dolomitsteinlagen	
50,50 - 50,70	0,20	Kernverlust	
50,70 - 50,85	0,15	Dolomitstein, schluffig verwittert, grau, rostfarben, weich	Grenzdolomit
50,85 - 52,50	1,65	Tonstein, grau, grüngrau, geschichtet, überwiegend stückig, fest zum Teil bröckelig, halbfest	Grüne Mergel

B 3 Tarnowitzer Straße

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 4,00	4,00	Schluff, tonig, feinsandig, braun-rotbraun, weich bis steif, mit Neckarkiesgeröllen, Tonsteinbrocken und Ziegelresten, 0,3 m Neckarkies fein- bis mittelkörnig braun,	Auffüllung
4,00 - 7,50	3,50	Schluff, tonig, schwach feinsandig, teils anmoorig, braun, halbfest bis steif, wenig Tonsteingrus und einzelne Kiesgerölle	Auensediment
7,50 - 7,80	0,30	Schluff, tonig, graubraun, halbfest bis fest mit festen Tonsteinbröckchen	Umlagerungssediment (Gipskeuper umgelagert)
7,80 - 11,50	3,70	Tonstein, graugün und rotbraune Lagen, verwittert, fest, mürbe mit GAR-Lagen	Mittlerer Gipshorizont
11,50 - 14,10	2,60	Tonstein, grau-grauoliv, fest, hart, mit GAR-Schlufflagen, mürb, Basis dolomitisch, schwarzgrau, hart	
14,10 - 14,40	0,30	Dolomitstein, grauocker, porös, herausgelöste Schalenrest, verwittert, hart, örtlich mürbe	Region der
14,40 - 16,10	1,70	Tonstein, schwach dolomitisch, graugrün, fest, z. T. hart, geschichtet	Bleiglanzbank
16,10 - 20,00	3,90	Tonstein, rotbraun und graugrün, fest und hart, teils schluffig, mürbe, verwittert	Dunkelrote Mergel

B 4 Tarnowitzer Straße

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 1,00	1,00	Schluff, feinsandig, schwach tonig, braun, halbfest und fest, mit Neckarkiesgeröllen, Sandstein- und Ziegelbrocken	Auffüllung
1,00 - 1,70	0,70	Schluff, stark sandig, schwach tonig, braun, halbfest und fest	Auensediment
1,70 - 2,00	0,30	Schluff, tonig, schwach feinsandig, rotbraun (- bunt), fest mit festen und harten Tonstein- und Steinmergelbröckchen	Fließerde
2,00 - 2,20	0,20	Schluff, stark feinsandig, braun, halbfest	Auensediment
2,20 - 2,70	0,50	Schluff, tonig, schwach feinsandig, rotbraun, fest mit festen harten Tonstein- und Steinmergelbröckchen	Fließerde
2,70 - 3,60	0,90	Schluff, feinsandig, schwach tonig, dunkelbraun, halbfest, anmoorig, mit weißen Schnecken-Schalenresten	Auensediment
3,60 - 7,00	3,40	Schluff, stark feinsandig, hellbraun, halbfest bis fest, steif, mit GAR-Schluff und einzelnen harten Tonsteinbröckchen	Fließerde
7,00 - 7,40	0,40	Schluff, tonig, schwach feinsandig, rotbraun, weißgrau, mürb, verstürzt umgelagert, mit einzelnen harten Steinmergelbrocken	Umlagerungssediment (Gipskeuper umgelagert)

7,40 - 11,70	4,30	Tonstein, verwittert, olivgrün, grau, hellgrau, mürb bis fest, mit weißgrauen GAR-Lagen und -Linse, untere 0,65 m Schluff, stark feinsandig, hellocker, mürb, zerbohrt mit einzelnen Steinmergelbänkchen	Mittlerer Gipshorizont
11,70 - 11,95	0,25	Dolomitstein, grau, porös, hart, zerbohrt	Region der Bleiglanzbank
11,95 - 12,90	0,95	Tonstein, graugrün, mürbe, geschichtet 12,5-12,6 m schwach dolomitisch	
12,90 - 13,20	0,30	Tonstein, rotbraun, graugrünfleckig, fest und mürb	Dunkelrote Mergel
13,20 - 14,20	1,00	Kernverlust	
14,20 - 16,50	2,30	Tonstein, graugrün, grau bis rotbraun, fest, lagenweise schwach dolomitisch,	Dunkelrote Mergel
16,50 - 17,00	0,50	Kernverlust	
17,00 - 18,00	1,00	Tonstein, graugrün-violettgraurot, hart, zerbohrt, mürb mit GAR-Lage	Dunkelrote Mergel
18,00 - 18,70	0,70	Kernverlust	
18,70 - 21,00	2,30	Tonstein, verwittert, blätterig, ziegelrot, dünn-schichtig, halbfest bis fest, teils dolomitisch, hart	

B 5 Hultschiner Straße

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 3,80	3,80	Schotter, Sand, Kies, Ton, Holz, Beton, Metallreste, Ziegelreste	Auffüllung
3,80 - 13,35	9,55	Tonstein, grau, grüngrau bis oliv teilweise Rottöne, fest bis hart, lagenweise mürb und bröckelig und GAR	Mittlerer Gipshorizont
13,55 - 13,60	0,25	Dolomitstein, grau, stückig, hart, Muschelschill	Bleiglanzbank
13,60 - 14,70	1,10	Tonstein, grau bis grüngrau, geschichtet, stückig, fest bis hart	Mittlerer Gipshorizont
14,70 - 29,60	14,90	Tonstein, rotviolett, grau-violett bis karmin teils grünlich, geschichtet, lagenweise mürb und halbfest, vereinzelt stückig und hart, GWS 21,35 m u. GOK, Basis vereinzelt GAR	Dunkelrote Mergel
29,60 - 29,95	0,35	Tonstein, violett, geschichtet, kleinstückig, fest bis hart	Violettes Grenzager
29,95 - 31,05	1,10	Tonstein, grau, grüngrau, geschichtet, bröckelig, stückig, fest bis hart	Bochinger-Horizont
31,05 - 31,20	0,15	Dolomitstein, gelb, stückig, hart	Bochinger-Bank
31,20 - 36,60	5,40	Tonstein, grau, grüngrau bis violett, geschichtet, stückig, fest bis hart, Trennflächen rostbraun, z. T. mürb, Basis bröckelig Kerngewinn 50 %	Bochinger-Horizont
36,60 - 48,00	13,40	Gipsstein, weißgrau, hart, bankig, teils graue (dünne) Tonsteinlagen, Gipsanteil bis 80 %	Grundgipsschichten
48,00 - 48,10	0,10	Dolomitstein, gelbgrau, hart	
48,10 - 51,80	3,70	Gipsstein, weißgrau, bankig, hart, Basis mit dünnen Dolomitsteinlagen, zwischen 45,5-48,9 dolomitischer Anhydrit,	
51,80 - 53,20	1,40	Tonstein, grau-grüngrau, dolomitisch (Top), fest z. T. stückig, hart	Grüne Mergel

B 6 Tarnowitzer Straße

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 0,70	0,70	Kalkstein-Siebschutt grau, hart (Wegbefestigung) Schluff, feinsandig, braun, halbfest, mit Muschelkalksplitt, Neckarkiesgeröllen und Ziegelbröckchen	Auffüllung
0,70 - 2,80	2,10	Schluff, feinsandig, schwach tonig, braun, steif bis halbfest nach unten zunehmend halbfest mit einzelnen Kiesgeröllen	Auensediment

2,80 - 3,00	0,20	Schluff, feinsandig, schwach tonig, braun, halbfest (Auenlehm) mit Tonsteingrus, graugrün, fest	Umlagerungssediment (Gipskeuper umgelagert)
3,00 - 10,00	7,00	Tonstein, verwittert, grau, graugrün lagenweise rotbraun, ockergelb, halbfest bis fest, mürb, mit GAR-Lagen und -Linsen	Mittlerer Gipshorizont
10,00 - 12,50	2,50	Tonstein, grau-graugrün, geschichtet, hart, verwittert mit GAR-Lagen	
12,50 - 13,00	0,50	Dolomitstein, grau, grauocker und dunkelgrau, oben porös, hart	Region der Bleiglanzbank
13,00 - 14,50	1,50	Tonstein, grau bis graugrün, fest und hart, mit GAR-Lagen	
14,50 - 21,00	6,50	Tonstein, graugrün, lagenweise rotbraun, hart und fest, oben schwach dolomitisch, bis 20,0 m mit Rostbestegen auf Kluffflächen, mit Schluff-Lage (tonig, graugrün, fest, zerbohrt mit Tonsteinbröckchen)	Dunkelrote Mergel

B 7 Ruhrstraße (Süd)

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 0,20	0,20	Beton	Auffüllung
0,02 - 1,00	0,80	Schluff, tonig, feinsandig, gelbbraun, steif	Lösslehm
1,00 - 10,00	9,00	Schluff, schwach tonig, braun, bunt, weich bis steif, reichlich Tonsteingrus, kleine Dolomitsteine	Fließerde
10,00 - 13,20	3,20	Ton, schluffig, dunkelbraun, halbfest bis fest, zäh	Auensediment
13,20 - 15,10	1,90	Ton, schluffig, schwach feinsandig, braun, halbfest	
15,10 - 16,30	1,20	Schluff, tonig, feinsandig, lagenweise stark feinsandig, hellgrau, braungelb, steif	
16,30 - 17,30	1,00	Schluff lagenweise Feinsand (Flusssand), braungelb, steif GWS 16,85 m u. GOK	Auensediment
17,30 - 17,85	0,55	Feinkies bis Grobkies, braungelb, dicht	Älterer Terrassenschotter
17,85 - 22,55	4,70	Tonstein, verwittert, rotbraun, violett, geschichtet, bröckelig, fest, mürbe, GAR, hellgraugrün	Dunkelrote Mergel
22,55 - 23,65	1,10	Tonstein, feingeschichtet, violett, grauviolett, graugrün, karmin, feingeschichtet, fest, wechsellagernd GAR steif bis halbfest	
23,65 - 24,25	0,60	Tonstein, grauviolett, verwittert, feingeschichtet, mürb, steif, mit GAR	Violettes Grenzlager
24,25 - 26,20	1,95	Tonstein, grau-graugrün, geschichtet, plattig, fest bis hart, z.T. stückig zerlegt und mürb	Bochinger-Horizont
26,20 - 26,40	0,20	Dolomitstein, hellgrau, bankig, hart	Bochinger-Bank
26,40 - 28,50	2,10	Tonstein, grau, fest bis hart, teils Gipsknollen und Fasergipsadern, sonst wie oben, zwischen 26,80-27,00 Gipsstein, weißgrau, bankig hart	
28,50 - 38,30	9,80	Tonstein grau bis violett (Top), geschichtet, plattig bis bankig, zwischen 30,60-38,30 wechsellagernd mit Gipsstein, grau bis grüngrau, teils rötlich, Gipsanteil bis 50 %, fest bis hart	Grundgipsschichten
38,30 - 42,50	4,20	Tonstein, grau, wechsellagernd Gipsstein, fest bis hart	
42,50 - 42,80	0,30	Hohlraum (Basis: Gipsstein mit Lösungsspuren)	
42,80 - 45,10	2,30	Gipsstein, weißgrau, bankig, hart, dünne Tonlagen, Dolomitsteinbänkchen, Gipsanteil 60-70 %	
45,10 - 47,50	2,40	Hohlraum	
47,50 - 47,55	0,05	Dolomitstein, grau, stückig, hart, nadelstichporig	Grenzdolomit
47,55 - 50,80	3,25	Tonstein, grau bis grüngrau, geschichtet, bankig, fest bis hart, stückig, zerlegt, teils verwittert und mürb	Grüne Mergel

50,80 - 55,70	4,90	Dolomitstein, hellgrau bis grau, bankig, hart, splittrig, teils mit dünnen dolomitischen Tonsteinlagen	Linguladolomit (ungegliedert)
55,70 - 56,00	0,30	Tonstein, grau, geschichtet, bankig, fest bis hart	Obere Graue Mergel

B 8 Geplante Bohrung Kienbachstraße

B 9 Ruhrstraße (Nord) Ecke Kattowitzer Straße

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 1,20	1,20	Asphalt, Schotter Schluff, tonig, feinsandig, braun, steif bis halbfest	Auffüllung
1,20 - 3,10	1,90	Schluff, tonig, schwach feinsandig, gelbbraun, steif	Lösslehm
3,10 - 8,00	4,90	Schluff, tonig, feinsandig, braun, halbfest, mit Tonsteingrus, einzelne Dolomitsteinkiese	Fließerde
8,00 - 10,15	2,15	Schluff, Ton, schwach feinsandig, braun, halbfest	Auensediment
10,15 - 14,65	4,50	Kies, feinkörnig bis grobkörnig, hellgraubraun, rostfarben, dicht z.T. schluffig verbacken	Jüngerer Flussschotter
14,65 - 20,70	6,05	Tonstein, violett, karmin bis graugrün, geschichtet, fest, lagenweise mürb und bröckelig, untersten 0,3 m mit GAR, verstimmt	Dunkelrote Mergel
20,70 - 21,50	0,80	Tonstein, violett, hellgelb, geschichtet, bröckelig, fest vereinzelt GAR	Violettes Grenzlager
21,50 - 23,35	1,85	Tonstein, grau bis graugrün, geschichtet,	Bochinger-Horizont
23,35 - 23,60	0,25	Dolomitstein, hellgelb, bankig, hart	Bochinger-Bank
23,60 - 25,15	1,55	Tonsteine, grüngrau, bankig, fest, obere 0,4 m dolomitisch, unten Gipsknollen und dünne Gipslagen	Bochinger-Horizont
25,15 - 29,00	3,85	Tonstein, grau, oben violett, geschichtet, fest, weißgraue Gipsbänke mit dünnen Tonsteinlagen, teils Fasergipsbänder	Grundgipsschichten
29,00 - 30,40	1,40	Gipsstein, weißgrau, bankig bis knollig, hart mit dünnen Tonsteinlagen, Gipsanteil 70-75 %	
30,40 - 32,80	2,40	Tonstein wechsellagernd mit Gipsstein, grau, grüngrau, violett, karmin, feingeschichtet, fest, hart, Gipsanteil 30-40 %	
32,80 - 35,20	2,40	Gipsstein, weißgrau, bankig, hart mit dünnen Tonsteinzwischenlagen Gipsanteil ca. 70-80 %	
35,20 - 38,50	3,30	Tonstein, Gipsstein, grau, weißgrau, massig bis banking Gipsanteil ca. 40 %	
38,50 - 45,10	6,60	Gipsstein, weißgrau, massig, bankig hart mit feinschichtigen Tonsteinfasern und Dolomitsteinlagen	
45,10 - 45,30	0,20	Dolomitstein, grau, stückig, hart Unteren 10 cm Schluff, dolomitisch, graubraun, steif bis weich	Grenzdolomit
45,30 - 48,00	2,80	Tonstein, grau, grüngrau, geschichtet, bankig, fest	Grüne Mergel

B 10 Kindergarten Ihmlingstraße

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 1,10	1,10	Aufschüttung, dunkelbraun	Auffüllung
1,10 - 12,90	11,60	Schluff, tonig, feinsandig, braun, weich, steif, lagenweise feiner Tonsteingrus (Dolinenfüllung?)	Fließerde
12,90 - 17,05	4,15	Ton, schluffig, braun-schwarzgrau, halbfest, zäh, Sumpfton	Altwassersediment
17,05 - 17,40	0,35	Schluff, tonig, feinsandig, kiesig, braun, graufleckig, Neckarkies und Auenlehm	Flussbettsediment
17,40 - 19,60	2,20	Kies, sandig, schluffig, verbacken, GWS 16,88 m u. GOK	Flussschotter

19,60 - 23,80	4,20	Bunt, weich, steif, halbfest, Neckarkies, Sumpfton, Umlagerungssediment Keuperton verstürzt	
23,80 - 24,60	0,80	Tonstein, rotviolett, grauviolett, verwittert, mit GAR	Violettes Grenzlager
24,60 - 26,90	2,30	Tonstein, graugrün, grüngelb, oben verwittert, bröckelig, mürb, unten bankig und fest	Bochinger-Horizont
26,90 - 27,15	0,25	Dolomitstein, gelb, stückig, unten zu Schluff verwittert, mürb	Bochinger-Bank
27,15 - 28,55	1,40	Tonstein, graugrün, bröckelig bis stückig, fest	Bochinger-Horizont
28,55 - 34,30	5,75	Tonstein, grauviolett, graugrün, stückig bis bankig, fest unter 31,3 m mit Gipsstein, Gipsanteil ca. 30 %	Grundgipsschichten
34,30 - 38,30	4,00	Hohlraum	
38,30 - 41,90	3,50	Kernverlust	
41,90 - 42,90	1,00	Gipsstein, Tonstein, grau, fest, hart	
42,90 - 43,50	0,60	Hohlraum	
43,50 - 46,40	2,90	Tonstein, lagenweise Gipsstein, grau bis grüngrau, fest bis hart, (ca. 60-70 % Kerngewinn)	
46,40 - 47,80	1,40	Hohlraum	
47,80 - 49,00	1,20	Gipsstein, lagenweise Tonstein, weißgrau, fest bis hart (Kerngewinn ca. 50 %)	
49,00 - 50,80	1,80	Hohlraum	
50,80 - 52,00	1,20	Tonstein, grüngrau, stückig, fest (Kerngewinn ca. 30 %)	Grüne Mergel

B 11 Ihmlingstraße Ecke Beuthener Straße

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 2,10	2,10	Asphalt, Schotter Schluff, tonig, feinsandig, braun, weich, Ziegelreste	Auffüllung
2,10 - 2,30	0,20	Lehm, braun, humos	Oberboden
2,30 - 7,70	5,40	Schluff, tonig, feinsandig, gelbbraun, steif bis weich	Schwemmlöss
7,70 - 8,55	0,85	Schluff, tonig, feinsandig, braun, bunt, steif, reichlich Tonsteingrus, Dolomitsteinkies	Hangschutt
8,55 - 10,55	2,05	Schluff, tonig, feinsandig, dunkelbraun, halbfest, schwach humos	Fließerde
10,55 - 16,25	5,65	Tonstein, graugrün, schmutziggrau, grauviolett, verstürzt, verwittert, mürb, bröckelig, halbfest, GWS 11,80 m u. GOK	Mittlerer Gipshorizont
16,25 - 29,15	12,90	Tonstein, graugrün, rotbraun, wechsellagernd, verwittert, geschichtet, mürb, bröckelig, kleinstückig, halbfest, fest vereinzelt GAR	
29,15 - 33,40	4,25	Tonstein, rotbraun, grau, grüngrau, geschichtet, stückig fest, klüftig	
33,40 - 34,50	1,10	Dolomitstein, braungelb, stückig, hart, porös	Bleiglanzbank
34,50 - 36,25	1,75	Tonstein, graugrün, geschichtet, stückig, fest, Trennflächen rostbraun, obere 0,5m verwittert und mürb mit sehr festen Tonsteinstücken	Mittlerer Gipshorizont
36,25 - 42,90	6,65	Tonstein, rotbraun, graugrün, grauviolett, stückig, bröckelig, fest	Dunkelrote Mergel
42,90 - 48,85	5,95	Tonstein, rotbraun, grauviolett, verwittert, verstürzt, lagenweise geschichtet, mürb, bröckelig, dicht gelagert	
48,85 - 50,70	1,85	Tonstein, wechsellagernd rotbraun, graugrün, hellgelbgrün, karmin, verwittert, verstürzt, lagenweise geschichtet, mürb, bröckelig, dicht gelagert	
50,70 - 51,10	0,40	Tonstein, grauviolett, verwittert, verstürzt, mürb, bröckelig, dicht gelagert	Violettes Grenzlager
51,10 - 55,65	4,55	Tonstein, grüngrau, grau, verwittert, verstürzt, mürb, bröckelig, fest, dicht gelagert mit Tonstein- und dolomitischen Tonsteinbrocken	Bochinger-Horizont
55,65 - 55,90	0,25	Dolomitstein, grau, stückig, hart	Bochinger-Bank

55,90 - 57,45	1,55	Tonstein, grau, grüngrau, verwittert, verstückelt, mürb, bröckelig, fest, dicht gelagert	Bochinger-Horizont
57,45 - 61,70	4,25	Tonstein, überwiegend, grau, verwittert, verstückelt, mürb, bröckelig, fest, dicht gelagert, an der Basis eckiger Dolomitstein	Grundgipsschichten
61,70 - 62,05	0,36	Schluff, mürb, halbfest bis fest, dicht gelagert (verwitterter Dolomitstein)	Grenzdolomit
62,05 - 66,00	3,95	Tonstein, grau, geschichtet, mürb, bröckelig, lagenweise stückig, teils dolomitisch, fest	Grüne Mergel
66,00 - 66,40	0,40	Dolomitstein, grau-graubraun, bankig, hart, obersten 0,3 m angewittert	Linguladolomit (ungegliedert)

B 12 Gleisdreieck Winterhalde

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 2,85	2,30	Künstliche Auffüllung oder verlehnte Tonsteine	Auffüllung
2,85 - 10,00	7,15	Tonstein, rot, graugrün, z. T. blätterig	Mittlerer Gipshorizont
10,00 - 10,45	0,45	Tonsteinlage, dolomitisch, gelbbraun, fest	Bleiglanzbank
10,45 - 12,05	1,60	Tonstein, graugrün	Mittlerer Gipshorizont
12,05 - 26,25	14,20	Tonsteine, überwiegend rot, z. T. mit bunten und graublauen Lagen	Dunkelrote Mergel
26,25 - 27,40	1,15	Tonstein, bunt	Violettes Grenzlager ?
27,40 - 30,15	2,75	Tonstein, grau z. T. blätterig	Bochinger-Horizont
30,15 - 30,35	0,20	Dolomitstein, graugelb	Bochinger-Bank
30,35 - 32,95	2,60	Tonstein, graublau, unten blätterig	Bochinger-Horizont
32,95 - 33,15	0,20	Gipsstein, weiß	Grundgipsschichten
33,15 - 34,40	1,15	Tonstein, grau-graublau unten violett, mit feinen Gipslagen,	
34,40 - 35,50	1,10	Hohlraum	
35,50 - 35,75	0,25	Tonstein, grüngrau, Lage weißer Gips, rotbrauner Lehm	
35,75 - 37,50	1,75	Hohlraum	
37,50 - 43,85	6,35	Tonstein, rotbraun und blaugrau, blätterig, verwittert Tonsteinmasse mit Dolomitstein, mit Lagen weich plastischem rotbrauner Lehm und GAR, lagenweise weißer Gips	
43,85 - 45,60	0,75	Hohlraum	
45,60 - 46,20	0,60	Tonstein, blaugrau, teils verwittert mit Gips (Mergelmasse mit Gipsstückchen)	
46,20 - 46,55	0,35	Hohlraum	
46,55 - 46,85	0,30	Tonstein, graublau	
46,85 - 47,00	0,15	Dolomitstein, grau, dolomitisch	Grenzdolomit
47,00 - 47,15	0,15	Dolomitstein, braun, gelbbraun verwitterte Masse	
47,15 - 50,00	2,85	Tonstein, blaugrau, lagenweise harter dolomitischer Dolomitstein	

B 13 Gleisdreieck Winterhalde

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 4,30	4,30	Unten wenig graugrüne Gipstonsteine	Auffüllung
4,30 - 19,70	15,40	Tonsteine, grau und rot, oben 2,0 m graugrün GWS 17,00 m u. GOK	Dunkelrote Mergel
19,70 - 20,00	0,30	Tonstein, bunt	Violettes Grenzlager ?
20,00 - 22,20	2,20	Gipsstein mit Tonsteinlagen	Bochinger-Bank ?
22,20 - 23,70	1,50	Tonstein, grau mit dünnen Gipslagen, unten 0,1 m Gips	
23,70 - 24,00	0,30	Dolomitstein, grau, fest	Bochinger-Bank
24,00 - 24,65	0,65	Gipsstein mit 0,2 m grauer Tonsteinbank	Bochinger-Bank ?
24,65 - 25,80	1,15	Tonstein, grau mit wenig dünnen Gipslagen	

25,80 - 28,70	2,20	Tonstein, bunt mit wenig dünnen Gipslagen und Alabastergips	Grundgipsschichten
28,70 - 36,25	7,55	Tonstein, blaugrau, blätterig, teilweise dünne Gipslagen wechsellagernd mit Gipsstein mit dünnen Tonsteinlagen	
36,26 - 36,90	0,65	Hohlraum	
36,90 - 40,70	0,80	Gipsstein, teils entfestigt weich plastisch, unten 10 cm Dolomitstein	
40,70 - 43,80	3,10	Gipsstein, sehr weich, viel Kernverlust (Spülwasser stundenlang gelbbraun) Grenzdolomit offenbar zersetzt, keine Gesteinsprobe	
43,80 - 46,40	2,60	Tonstein, weich plastisch, viel Kernverlust (Tonstein in Stückchen mit gelbbraunem Dolomitstückchen)	Grüne Mergel ?
46,40 - 47,30	0,90	Tonstein, blaugrau	
47,30 - 49,80	2,50	Dolomitstein, grau mit 0,2 m blaugrauer Tonsteinbank	Linguladolomit ?

B 14 Schrebergarten Winterhalde

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 4,00	4,00	Künstliche Auffüllung, unten Lösslehm, braun	Auffüllung
4,00 - 5,00	1,00	Oben Lösslehm, braun, unten Tonsteinschutt	Lösslehm & Hangschutt
5,00 - 9,20	4,20	Tonstein, graugrün	Dunkelrote Mergel ?
9,20 - 15,85	6,65	Tonsteine, rot und bunt	
15,85 - 20,35	4,50	Tonsteine, überwiegend rot	
20,35 - 23,40	3,05	Tonsteine, grau, geschichtet	Bochinger-Horizont ?
23,40 - 25,70	2,30	Tonstein, grau, oben 0,6 m Gipsstein unten Gips mit dünnen Mergellagen	
25,70 - 25,90	0,20	Dolomitstein, fest, hart	Bochinger-Bank
25,90 - 28,50	2,60	Tonstein, grau, teilweise mit Gipszwischenlagen	Bochinger-Horizont ?
28,50 - 41,50	13,00	Tonstein, grau, teils mit dünnen Gipslagen wechsellagernd mit Gipssteinen, weiß, fest, Basis Dolomitstein, unterhalb von 32,5 m u. GOK Spülwasser im Untergrund versickert – tief anstehender Gips offenbar stark zerklüftet	Grundgipsschichten
41,50 - 44,10	2,60	Gipsstein, kristallin, grau, fest	
44,10 - 47,15	3,05	Gipsstein, fest	
47,15 - 47,65	0,50	Dolomitstein, grau, fest	Grenzdolomit
47,65 - 50,00	2,35	Tonstein, blaugrau, unten mit Dolomitlagen	Grüne Mergel

B 15 Schrebergarten Winterhalde

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 3,00	3,00	Lösslehm, braun	Auffüllung ?
3,00 - 4,00	1,00	Verwitterungslehm	
4,00 - 14,70	10,70	Lehm mit kleinen Tonsteinstückchen, teils sehr locker gelagert	Fließerde
14,70 - 19,50	4,80	Kies, lehmig bis schwach lehmig, Gerölle meist aus Weiß-Jura und Hauptmuschelkalk	Flussschotter
19,50 - 21,10	1,60	Tonstein, rot	Dunkelrote Mergel ?
21,10 - 23,00	1,90	Tonstein, grau, teils blätterig, Dolomitsteinlage	Bochinger-Horizont ?
23,00 - 23,95	0,95	Hohlraum	
23,95 - 24,95	1,00	Dolomitsteinlage, 0,1 m, fest, darunter Mergelmasse, grau, weich, (Lösungsrückstände aus dem Hohlraum?)	Bochinger-Bank ?
24,95 - 26,50	1,55	Tonstein, grau, teils blätterig mit Gips- und Dolomitlagen	Bochinger-Horizont ?
26,50 - 26,60	0,10	Dolomitstein, grau, fest	
26,60 - 27,60	1,00	Tonstein, rotbraun und bunt mit Fasergips	

27,60 - 31,00	3,40	Tonstein, grau, mit dünnen Gipssteinlagen, Gipssteinbank mit dünnen Tonsteinlagen (zwischen 30,0 – 30,7 m u. GOK)	
31,00 - 33,45	2,45	Tonstein, bunt, mit dünnen Gipslagen	
33,45 - 43,10	9,65	Gipsstein, oben mit dünnen Tonsteinlagen	
43,10 - 43,75	0,65	Hohlraum	
43,75 - 46,50	2,75	Gipsstein, bei 44,65 m u. GOK 0,1 m Dolomitsteinbank	
46,50 - 46,70	0,20	Dolomitstein, grau, etwas zellig,	Grenzdolomit
46,70 - 50,15	3,35	Tonstein, graublau, blätterig, unten 0,1 m Dolomitstein, grau	Grüne Mergel

B 16 Kienbachstraße (Süd)

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 4,00	4,00	Lehm, braun, humos	Oberboden
4,00 - 9,50	5,50	Tonsteinstücke, fein, weich, umgelagert	Gehängeschutt abgespült
9,50 - 38,50	29,00	Tonsteinstücke, fein, in schlammiger Masse, weich, Verrohrung größtenteils ohne bohren in den Untergrund eingedrückt	Dolinenfüllung
38,50 - 41,50	3,00	Tonstein, bunt überwiegend grau, dünn-schichtig und blätterig mit dünnen Gipslagen	Grundgipsschichten
41,50 - 42,00	0,50	Tonstein, grau mit wenig Gips	
42,00 - 42,40	0,40	Gipsstein mit zwei Dolomitlagen (5 cm)	
42,40 - 47,10	4,70	Gipsstein	
47,10 - 47,50	0,40	Dolomitstein, grau, zellig	Grenzdolomit
47,50 - 50,00	2,50	Tonstein, grau bis graugrün mit Dolomitlage	Grüne Mergel

B 17 Kienbachstraße (Mitte)

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 10,30	10,30	Lehm, braun, z. T. Lösslehm, mit feinsten Tonsteinstückchen rostbraun, sandig mit feinsten Tonsteinstücken	Fließerde
10,30 - 18,00	7,70	Kiessand, oben stark lehmig	Flussschotter
18,00 - 18,60	0,60	Tonstein, grau, bunt, rotviolett	Dunkelrote Mergel
18,60 - 19,35	0,75	Tonsteine, rotviolett	Violettes Grenzlager
19,35 - 21,95	2,60	Tonsteine, blaugrau und gelbgrün, verbohrt	Bochinger-Horizont
21,95 - 22,15	0,20	Dolomitstein, gelbbraun	Bochinger-Bank
22,15 - 27,20	5,05	Tonstein, blaugrau teils graugelb, abschnittsweise rotviolett	Bochinger-Horizont
27,20 - 31,10	3,90	Tonstein, grau, rotviolett, Gips in dünnen Wechsellagerung wechsellagernd mit teils gelbbraunen Gipssteinbänken	Grundgipsschichten
31,10 - 33,25	2,15	Gipsstein, hell	
33,25 - 35,15	1,90	Hohlraum mit Flussskies, meist Weiß-Jura (aus Kiessandschicht in Auslaugungshohlräume abgesackt und im Hohlgangsystem verfrachtet)	
35,15 - 36,00	0,85	Gipsstein, hell oben verbohrt	
36,00 - 36,15	0,15	Dolomitstein, grau	Grenzdolomit
36,15 - 37,00	0,85	Tonstein, graublau, blätterig	Grüne Mergel

B 18 Gottlieb-Daimler-Gymnasium

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 1,10	1,10	Lehm, dunkelbraun, teilweise schwarzbraun, stark humos	Oberboden
1,10 - 1,90	0,80	Schluff, braun, feinsandig, humos, verschwemmt	Schwemmlöss & Löss
1,90 - 2,20	0,30	Tonsteinschutt, lehmig	Hangschutt
2,20 - 3,20	1,00	Löss, verschwemmt mit Tonsteinschutt	Schwemmlöss
3,20 - 8,00	4,80	Lehm, tonig, rötlichbraun, etwas humos, oben reichlich Tonsteinschutt	Fließerde
8,00 - 9,90	1,90	Lehm, gelbbraun, teilweise rostbraun und gebleicht, schluffig, feinsandig, mit Kalkknollen	Auensediment
9,90 - 14,65	4,75	Kies, stark lehmig, lagenweise sandig unten Rhätsandsteinbrocken (Neckarkies)	Flussschotter
14,65 - 20,60	6,05	Tonstein, dunkelrot, geschichtet	Dunkelrote Mergel
20,60 - 21,05	0,45	Tonstein, rot, grüngrau und dunkelviolet, feingeschichtet	Violettes Grenzlager
21,05 - 22,80	1,75	Tonstein, dunkelgrau bis grüngrau, geschichtet, fest, hart	Bochinger-Horizont
22,80 - 23,00	0,20	Dolomitstein, hellgrau, dicht, Eisen- und Manganspuren, Fischschuppen	Bochinger-Bank
23,00 - 26,20	3,20	Tonstein, grau unten dunkelviolet, hart, fest, feingeschichtet, mit Gipslagen	Bochinger-Horizont
26,20 - 27,90	1,70	Tonstein, grau bis grüngrau, feingeschichtet hart teils mit Gipslagen wechsellagernd mit Gipsstein, feingeschichtet, kristallin bis dicht	Grundgipssichten
27,90 - 34,50	6,60	Gipsstein, weißgrau bis hellgrau, kompakt, grobkristallin, feingeschichtet mit roten Tonsteinzwischenlagen und Fasergips	
34,50 - 35,60	1,10	Hohlraum	
35,60 - 36,10	0,50	Gipsstein mit Tonstein, feingeschichtet	
36,10 - 36,80	0,70	Hohlraum	
36,80 - 39,00	3,20	Tonstein, dunkelgrau, schluffig, tonig, verstürzt mit Gipsbrocken	
39,00 - 39,30	0,30	Dolomitstein, hellgrau mit Hohlräumen, Schalenreste	Grenzdolomit
39,30 - 40,00	0,70	Tonstein, dunkelgrüngrau, schiefrig	Grüne Mergel

B 19 Gottlieb-Daimler-Gymnasium

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 0,70	0,70	Lehm, dunkelbraun, stark humos, kalkhaltig	Oberboden
0,70 - 3,10	2,40	Schluff, oben kalkhaltig mit vereinzelt Lösskindel, unten reichlich Sand und feinen Tonsteinschutt, steifplastisch	Schwemmlöss
3,10 - 10,00	6,90	Lehm, dunkelrötlichbraun, mit Tonsteinschutt und grobe Dolomitsteine und vereinzelt Stubensandsteinbrocken (teilweise mit Kalk verkittet), steif-plastisch bis halbfest	Fließerde Hangschutt
10,00 - 10,80	0,80	Lehm, feingeschichtet, teils tonig, teils schluffig, teils feinsandig, Tonige Lagen rötlichbraun, schluffige Lagen gelbbraun, z. T. rostbraun gebändert. Auch gebleichte Lagen und Lagen von feinem Tonsteinschutt	Auensedimente
10,80 - 13,00	2,20	Schlick, grau bis schwarzgrau, rostig verfärbt und marmoriert, schluffig, tonig, teils feinsandig, mit Mergelschutt und Kalkknollen (bis walnussgroß), feine Schalenrümpfer und Schneckengehäuse,	Altwassersedimente
13,00 - 21,50	8,50	Kies, gelbbraun bis schwarzbraun, fein- bis grobkörnig, schluffig, sandig, teils stark lehmig, teils humos, braunroter Lehm (Keuperton) als Matrix und Lagen, weichplastisch, Mergelschutt, Kalk- und Dolomitsteinbrocken	Flussschotter

21,50 - 24,10	2,60	Tonstein, dunkelrot bis bunt, geschichtet teils feingeschichtet, fest	Dunkelrote Mergel
24,10 - 26,40	2,30	Tonstein, dunkelgrau bis grüngrau, teils feingeschichtet, fest, z. T. hart, einzelne gelbgraue dolomitische Lagen,	Bochinger-Horizont
26,40 - 26,50	0,10	Dolomitstein, gelbgrau	Bochinger-Bank
26,50 - 30,90	4,40	Tonstein, blaugrau bis graugrün, lagenweise dunkelviolettblau, fest, z. T. hart, unteren 1,2m verstimmt mit Dolomitbrocken in schluffigem Bindemittel	Bochinger-Horizont
30,90 - 32,10	1,20	Gipsstein, weißgrau, feingeschichtet, feinkristallin, gleichkörnig (Alabastergips), wechsellagernd mit Tonsteinschutt, vorherrschend rot, Grundmasse tonig, schluffig, weichplastisch, teils harte Dolomitstein,	Grundgipsschichten
32,10 - 32,30	0,20	Tonstein, feingeschichtet, dunkelrot mit grüngrauen Lagen, schluffig-feinsandige Lagen von GAR	
32,30 - 37,40	3,10	Gipsstein, feingeschichtet, weißgrau, wechsellagernd mit Tonsteinschutt, dunkelgrau, grünlich, rot bis bunt, schluffig teils harte Dolomitstein	
37,40 - 39,60	2,20	Schluff, gelbgrau mit Mergelschutt, sehr weich-plastisch	
39,60 - 41,00	1,40	Tonstein, grüngrau-dunkelgrau, schieferig	Grüne Mergel

B 20 Gottlieb-Daimler-Gymnasium

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 1,05	1,05	Lehm, dunkelbraun, humos	Oberboden
1,05 - 3,60	2,55	Schluff, graubraun, feinsandig teils mittelsandig, kalkhaltig, Lösskindel, humos, lagenweise polyedrische Strukturen und Schichtung erkennbar	Schwemmlöss
3,60 - 4,50	0,90	Schluff, lehmig, mit reichlich feinem Mergelschutt	Fließerde
4,50 - 10,30	5,80	Tonsteinschutt, Komponenten feinkiesig, vereinzelte Gerölle, in tonigem Bindemittel, teils humos, Dolomitbrocken	Hangschutt
10,30 - 11,00	0,70	Schluff, schwach tonig, vereinzelt Tonsteinschutt und Schneckenschalen	Auensediment
11,00 - 12,90	1,90	Lehm, dunkelbraun, stark tonig, humos, unten reichlich Neckarkies in hellgelbbraunem Lehm, Schneckenschalen	
12,90 - 14,50	1,60	Kies, fein- bis grobkörnig, schwach lehmig (Einzelgerölle aus Rhätsandstein), teils humos	Flussschotter
14,50 - 21,60	7,10	Tonstein, überwiegend rot, teils gelbbraun, schluffig, mürb, Schichtung schräg, lagenweise Schluff und GAR, verstimmt, weichplastisch, GWS 12,0 m u. GOK	Dunkelrote Mergel
21,60 - 22,20	0,40	Tonstein, grauviolett, feingeschichtet, mürbe, schräg gelagert	Violettes Grenzlager
22,20 - 24,50	2,30	Tonsteine, grüngrau-dunkelgrau, fest z. T. hart, geschichtet	Bochinger-Horizont
24,50 - 24,60	0,10	Dolomitstein, gelbgrau	Bochinger-Bank
24,60 - 27,80	3,20	Tonstein, dunkelgrau bis grauviolett, abschnittsweise dolomitisch, fest z. T. hart, dünnplattig mit Fasergipslagen	Bochinger-Horizont
27,80 - 35,30	7,50	Gipsstein, weißgrau, (fein)geschichtet, z. T. grobkristallin, wechsellagernd Tonsteine, dunkelgrau, hart,	Grundgipsschichten
35,30 - 36,00	0,70	Mergelschutt mit einer Gipslage, grau-violett, grob	
36,00 - 40,30	4,30	Gipsstein, weißgrau unten fleckig mit Tonstein und Mergelsteinlagen	
40,30 - 40,70	0,40	Hohlraum	
40,70 - 41,20	0,50	Tonstein, dunkelgrau-grüngrau, schieferig,	Grüne Mergel
41,20 - 41,30	0,10	Dolomitstein, mergelig, mit erbsengroßen Hohlräumen, z. T. mit Gips	
41,30 - 42,00	0,70	Tonstein, dunkelgrau-grüngrau, schieferig	

B 21 Gottlieb-Daimler-Gymnasium

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 0,40	0,40	Lehm, dunkelbraun, humos	Oberboden
0,40 - 2,80	2,40	Schluff, gelbbraun, dunkelbraun, humos, sandige und tonige Lagen, verschwemmt	Löss
2,40 - 7,50	5,10	Lehm, rötlichbraun tonig, mit Mergelschutt und Steinen	Fließerde
7,50 - 11,00	3,50	Mergelschutt, rötlichbraun, lehmig-tonig, untere 0,6 m Lehm, gelbbraun, tonig, etwas Mergelschutt	Hangschutt
11,00 - 11,50	0,50	Lehm, gelbbraun, tonig, mit Schneckenschalen GWS 11,0 m u. GOK	Auensediment
11,50 - 13,40	1,90	Schluff, dunkelgrau, schluffig-tonig, mit Kalkkonkretionen, Schneckenschalen und Neckarkies	Altwassersediment
13,40 - 19,80	6,40	Kies, hellgrau und gelb, stark lehmig, unterste 0,1 m Ton, rotbraun (verwitterter Tonstein) etwas Neckarkies	Flussschotter
19,80 - 24,40	4,60	Tonstein, dunkelrot und grüngrau, z. T. violett, geschichtet bis feingeschichtet, fest	Dunkelrote Mergel
24,40 - 26,70	2,30	Tonstein, grüngrau, hart	Bochinger-Horizont
26,70 - 26,90	0,20	Dolomitstein, hellgrau, dicht, hart	Bochinger-Bank ?
26,90 - 29,30		Tonstein, grau bis grüngrau, hart, geschichtet, verstimmt, mit Gipsstein- und Dolomitsteinlagen, unten 0,6 m Gips hell- bis dunkelgrau, feingeschichtet, grobkristallin, mit Tonzwischenlagen	Bochinger-Horizont
29,30 - 33,00	3,70	Gipsstein, hell- bis dunkelgrau, feingeschichtet mit roten, tonigen Zwischenlagen	Grundgipsschichten
33,00 - 38,70	5,70	Gipsstein, hellgrau, lagenweise ausgelaugt, mit Tonzwischenlagen und unten Dolomitsteinlage, wechsellagernd mit Tonsteinen, grau, feingeschichtet, verstimmt, schluffig-tonig, Ton, grau, schluffig, feingeschichtet mit Mergelschutt (Hohlraumfüllung zwischen 38,10 und 38,70 m u. GOK)	
38,70 - 40,00	0,30	Hohlraum	
40,00 - 40,85	0,85	Tonstein, grau, schiefrig	Grüne Mergel
40,85 - 41,00	0,15	Dolomitstein, dunkelgrau, mit nussgroßen Auslaugungshohlräumen	

B 22 Landeskriminalamt

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 1,00	1,00	Schluff, Ton, feinsandig, steif, braun	Auffüllung
1,00 - 4,00	3,00	Mineralbeton, Schotter, Holzreste, grau	
4,00 - 6,00	2,00	Schluff, feinsandig, tonig, hellgrau bis hellbraun, teils rotschlierig und rotgelb, feingeschichtet, weich, halbfest bis steif	Auensediment
6,00 - 6,60	0,60	Feinsand, stark schluffig, rötlichbraun, rotschlierig, weich, feucht	Flusssand
6,60 - 6,75	0,15	Schluff, wie oben beschrieben	Auensediment
6,75 - 7,00	0,25	Kies, fein- bis grobkörnig, grauweiß-graubraun, in toniger, schluffiger Matrix, Sauerwasser überprägt	Neckarkies Flussschotter
7,00 - 7,20	0,20	Schluff, wie oben beschrieben	Auensediment
7,20 - 7,50	0,30	Kies, fein- bis mittelkörnig, grau, hellrot bis gelb, stark feinsandig, weich bis breiig,	Neckarablagerungen
7,50 - 7,80	0,30	Kies, fein- bis grobkörnig, grau bis braungrau, schluffig, tonig, steif	

7,80 - 9,80	2,00	Kies, fein- bis grobkörnig, mitteldicht bis dicht, hellgrauweiß mit Schluff, sandig verbacken, hellgelb, Sauerwasser überprägt, nass	Neckarkies
9,80 - 9,90	0,10	Gerölllage aus Grobkies	
9,90 - 11,05	1,15	Tonstein, verwittert, undeutlich geschichtet, grauweiß, ziegelrot, brauviolett im Wechsel, weich	Dunkelrote Mergel
11,05 - 11,45	0,40	Tonstein, verwittert, bröckelig und mürb, plastifiziert, zäh, graugrün, grauviolett und hellbraun im Wechsel	Violettes Grenzlager
11,45 - 14,00	2,55	Tonstein, grüngrau, angewittert, geschichtet, bröckelig, mürb und kleinstückig, steif bis weich	Bochinger-Horizont
14,00 - 14,55	0,55	Dolomitstein, hellgelb bis hellgrau, hart, stückig zerlegt (zerbohrt)	Bochinger-Bank
14,55 - 15,60	1,05	Tonstein, graugrün, verwittert, bröckelig, fest, schwach geschichtet	Bochinger-Horizont
15,60 - 17,00	1,40	Tonstein, grauviolett und helloliv im Wechsel, verwittert, schwach geschichtet, bröckelig, z. T. Tongrusbröckchen	Grundgipsschichten
17,00 - 18,20	1,20	Tonstein, graugrün und schmutzig grau, schwach geschichtet, verwittert, mürb, bröckelig, fest, feucht	
18,20 - 18,50	0,30	Tonstein, graugrün, verwittert, mürb, bröckelig, weich, mit Gips, weiß, angelöst, mehlig	
18,50 - 19,00	0,50	Gipsstein, weißgrau und graugrün, bankig, zäh, hart, mit Tonsteinzwischenlagen	
19,00 - 22,50	3,50	Tonstein, rotbraun und graugrün, geschichtet, fest im Wechsel mit Gipssteinlagen, Gipsknollen und Fasergips, rotbraun, lagenweise halbfest	
22,50 - 24,70	2,20	Bankgips, weißgrau, hart mit dünnen Tonsteinlagen, grau	
24,70 - 25,00	0,30	Tonstein, grau, schwach dolomitisch, geschichtet, plattig, hart	
25,00 - 26,20	1,20	Tonstein und Gipsstein im Wechsel, weißgrau und grünlichgrau, bankig, schichtig	
26,20 - 26,50	0,30	Hohlraum	
26,50 - 27,00	0,50	Gipsstein, weißgrau, plattig, leicht korrodiert, hart, mit Tonsteinlagen	
27,00 - 27,50	0,50	Tonstein, verwittert, plattig, bröckelig, fest mit Gipsknollen	
27,50 - 28,10	0,60	Gipsstein, weißgrau, bankig, plattig, hart	
28,10 - 28,30	0,20	Dolomitstein, grau, stückig, plattig, hart	
28,30 - 29,80	1,50	Gipsstein, bankig, mit Tonsteinlagen und -adern	
29,80 - 30,00	0,20	Gipsstein, korrodiert, verkarstet	
30,00 - 30,30	0,30	Hohlraum	
30,30 - 30,50	0,20	Dolomitstein, grau, stückig, hart	
30,50 - 31,40	0,90	Gipsstein, grau bis weißgrau, bankig, hart, unten leicht korrodiert, dünne Fasergipslagen	
31,40 - 31,50	0,10	Dolomitstein, stückig, splittrig, hart	
31,50 - 32,00	0,50	Hohlraum	
32,00 - 32,05	0,05	Dolomitstein, grau, stückig, hart	Grenzdolomit
32,05 - 32,40	0,35	Tonstein, grau, angewittert, bröckelig, fest	Grüne Mergel
32,40 - 32,50	0,10	Dolomitstein, graubraun, splittrig, zellig	
32,50 - 33,40	0,90	Tonstein, dolomitisch und Dolomitstein, grau, stückig, hart, zerbohrt	
33,40 - 35,30	1,90	Tonstein, grau und grünlichgrau, plattig, fest bis sehr fest, lagenweise schwach dolomitisch	

B 23 Kattowitzer Straße

[m u. GOK]	[m]	Beschreibung	Einheit
0,00 - 0,80	0,80	Lehm, schwarzbraun, stark humos, schwach tonig	Oberboden
0,80 - 2,00	1,20	Schluff, gelbbraun, unten feiner bunter Mergelschutt und einzelne Steinchen	Löss/Schwemmlöss
2,00 - 6,10	4,10	Lehm, braun, z. T. humos und dunkelgrün, lagenweise Mergelschutt	Fließerde & Hangschutt
6,10 - 6,80	0,70	Mergelschutt, bunt, schwach lehmig, mit Steinen	
6,80 - 10,90	4,10	Lehm, braun bis schwarzbraun lagenweise gelbbraun, humos, schluffig, mit Schnecken- und Kalkknollen und einzelnen Neckargeröllen	Auensediment ?
10,90 - 13,00	1,10	Kies, gelbbraun, sandig-lehmig, im unteren Teil stark lehmig	Flussschotter
13,00 - 17,10	6,10	Tonsteine, rotbraun, dunkelrot und graugrün, fest, kaum geschichtet	Dunkelrote Mergel
17,10 - 21,20	4,10	Tonstein, grüngrau, geschichtet, fest z. T. hart	Bochinger-Horizont
21,20 - 21,30	0,10	Dolomitstein (Dolomitstein, dolomitisch) grau-gelb, hart, mit Fischechuppen	Bochinger-Bank
21,30 - 24,80	3,50	Tonstein, grüngrau teils dunkelviolet, geschichtet, fest z. T. hart	Bochinger-Horizont
24,80 - 35,60	10,80	Gipsstein, dunkelrot bis grüngrau, geschichtet, dicht, im Wechsel mit dünnen Tonsteinlagen	Grundgipsschichten
35,60 - 40,80	4,20	Gipsstein, weißgrau, dicht z. T. kristallin, wechsellagernd mit Tonsteinbänken, grau bis dunkelgrau, schiefrig, teils dolomitisch, hart	
40,80 - 43,00	2,20	Gipsstein, hellgrau, dicht	
43,00 - 43,50	0,50	Tonstein und Schiefer-ton, dunkelgrau, dolomitisch	Grüne Mergel

Anhang IV

Statisch-konstruktive Anforderungen für Wohngebäude in erdfallgefährdeten Gebieten wurden erstmals in der Bundesrepublik Deutschland in einem Erlass des Niedersächsischen Sozialministeriums (1987) "Baumaßnahmen in erdfallgefährdeten Gebieten" festgeschrieben (BÜCHNER 1991).

Besondere statisch-konstruktive Anforderungen in freistehende Wohngebäude mit nicht mehr als zwei Wohnungen und nicht mehr als zwei Vollgeschossen in erdfallgefährdeten Gebieten auf Bauflächen der Gefährdungskategorie 3 bis 6. Die Angaben gelten für die Fälle in denen keine außergewöhnlichen baulichen Verhältnisse (z.B. besonders große Stützweiten von Decken und Trägern, Abfangungen, stark gegliederte Grundrisse, Hanglagen) vorliegen.

Die Angaben über Bewehrung und über Bauteilabmessungen sind Mindestwerte. Die Bemessungsregeln, sowie die statisch-konstruktiven Anforderungen nach den technischen Baubestimmungen bleiben im übrigen unberührt.

		Gefährdungskategorien (GK)				
		GK 3	GK 4	GK 5		GK 6
				Gilt nicht für nicht oder teilweise unterkellerte Gebäude		
Gründungen	Balkenrost	Fundamentbalken unter den tragenden Wänden und Stützen Abmessungen Breite/Höhe 30/40 cm Bewehrung BSt 420/500 (III) 2 ∅ 12 oben und unten In den Schnittpunkten zug- und druckfest verbinden				
	Platte	Dicke 20 cm Bewehrung BSt. 500/550 (IV) 2cm ² /m oben und unten, in Längs- und Querrichtung durchgehend		Dicke 25 cm Bewehrung BSt. 500/550 (IV) 3,5cm ² /m oben und unten, in Längs- und Querrichtung durchgehend		
Kellergeschosswände		Keine besonderen Anforderungen		Unter den Außenwänden Bewehrung BSt 420/500 (III) 2 ∅ 14 oben u. unten, in den Eckpunkten zug- und druckfest verbinden		
				Tragende Wände aus: - Mauerwerk, Steinfestigkeitsklasse/Mörtelgruppe 12/11 - unbewehrtem Ortbeton od. Betonfertigteilen In den Gebäudeecken u. im Abstand von 5 m Gründungsplatte und unterste Decke durch in den Wänden vorzusehende Zuganker aus Rundstäben BSt 420/500 (III) verbinden. Querschnitt je Verbindung 4 cm ²		
Decken		unterste	Stahlbeton	Bewehrung BSt. 500/550 (IV) 2cm ² /m oben und unten in Längs- und Querrichtung durchgehend		
			Andere Baustoffe	Über den tragenden u. aussteifenden Wänden, Ringbalken Bewehrung BSt. 420/500 (III) 2 ∅ 14 oben und unten, in den Schnittpunkten zug- und druckfest verbinden		
		Ringanker gemäß DIN 1053 T.1 Abschn. 3.4 Fall c)		Dicke 20 cm Über den tragenden u. aussteifenden Wänden Bewehrung: siehe unter „Kellergeschoßwände“, letzter Satz		
übrige		Ringanker gem. DIN 1053 T. 1 Abschn. 3.4 Fall c)				