

### Eidesstattliche Erklärung

Hiermit versichere ich, die vorliegende Diplomarbeit ohne Hilfe Dritter selbstständig verfasst zu haben. Es wurden keine anderen als die angegebenen Hilfsmittel benutzt. Die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Gedanken sind als solche kenntlich gemacht. Die Arbeit wurde bisher keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und nicht veröffentlicht.

Freiberg, 25.2.2020

---

Unterschrift

## **Danksagung**

Ich möchte Herrn Dr. Jörn Wichert für die umfangreiche Unterstützung während der Arbeit und zahlreiche Denkanstöße danken.

Weiterhin gilt mein Dank Herrn Dr. Martin Herbst für die vielen fachlichen Diskussionen, die einen großen Teil zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben und die große Geduld, wenn es um Probleme mit der numerischen Programmierung ging.

## **Kurzfassung**

Im Elbsandsteingebirge treten immer wieder kleinere und größere Felsstürze auf, welche eine Gefährdung für Mensch und Gut darstellen. Besonders im Kirnitzschtal befinden sich Felswände in direkter Straßennähe. Um Bereiche, welche eine höhere Gefährdung durch Felsstürze aufweisen, herausgreifen zu können, werden in dieser Arbeit die Schaarwände ingenieurgeologisch kartiert und die Geologie des Projektgebietes vorgestellt, die gewonnenen Daten mit unterschiedlichen Methoden ausgewertet und in diverse Klassifizierungssysteme eingeordnet. Neben empirischen Methoden zur Kategorisierung und Risikoabschätzung sind mit dem ITASCA-Programm PFC 2D-Modelle erstellt worden. An ihnen wurden verschiedene Sturzsimulationen durchgeführt, u. a. Trennflächenschwächung durch fortschreitende Verwitterung und die  $c$ - $\phi$ - $\sigma_t$ -Reduktion an einem überhängenden Kluftkörper. Natürlich lässt sich eine 3D-Wirklichkeit nur annäherungsweise in 2D darstellen, dennoch ergab sich in jedem der untersuchten Fälle eine eindeutige Gefährdung für die Straße durch herabstürzende Felsmassen.

## **Abstract**

Rock falls of different scale regularly occur in the Elbsandsteingebirge, endangering people and properties. Especially in the Kirnitzschtal there are rock faces in the direct vicinity of the street. In order to be able to determine areas that are more vulnerable to risk from rockfalls, the Schaarwände were geologically mapped with focus on engineering geology and the geology of the project area presented. The data obtained were evaluated with different methods and classified in accordance to various classification systems. Empirical methods for categorizing and the risk assessment were applied by 2D models created with the ITASCA program PFC. Various rock fall simulations were carried out, including joint surface weakening due to weathering and the  $c$ - $\phi$ - $\sigma_t$ -reduction on an overhanging fracture body. However, a 3D reality can only be approximately represented in 2D, but in each of the cases examined there was a clear risk to the road from falling rock masses.

## I Inhaltsverzeichnis

## II Abbildungsverzeichnis

## III Tabellenverzeichnis

1. Einleitung und Zielsetzung .....	1
2. Elbsandsteingebirge – Entstehung und Geologie .....	2
2.1. Erdgeschichtliche Prozesse.....	2
2.2. Morphologie .....	3
2.3. Petrographisch – morphologische Gliederung der rein sandigen Fazies des Turons .....	4
2.4. Lagerungsverhältnisse .....	6
2.5. Klüftung des Sandsteins .....	7
2.6. Verwitterungsformen des Sandsteins .....	8
3. Übersicht der Rutschungsarten .....	11
4. Methodik bei der Standsicherheitsermittlung von Felsböschungen auf Grundlage der Lagenkugelprojektion .....	14
5. Gebirgsklassifizierungen .....	25
6. Methoden um Hangbewegung zu beurteilen .....	31
7. Methodik zur Ermittlung von Felssturzgefährdungen .....	34
8. Leitfaden für landespflegerische Fachbeiträge bei Felssicherungen .....	36
9. Maßnahmen zur Stabilisierung und Sanierung.....	39
9.1. Passive Maßnahmen.....	39
9.1.1. Zonierung .....	39
9.1.2. Monitoring.....	39
9.1.3. Protektion .....	40
9.1.4. Warnung .....	40
9.2. Aktive Maßnahmen .....	40
9.2.1. Drainage.....	40
9.2.2. Reliefanpassung .....	41
9.2.3. Geometrische Anpassung.....	41
9.2.4. Konstruktive Maßnahmen .....	41
9.2.5. Lebendverbau.....	43
10. Felduntersuchungen.....	44
10.1. Lagebeschreibung des Untersuchungsgebiets.....	44
10.2. Geologische Kurzbeschreibung.....	45
10.3. Trennflächenanalyse .....	46

10.4. Kluftweiten/-abstände.....	47
10.5. Druckfestigkeitsmessung .....	48
10.6. Geländebegehung und Felsklassifizierung .....	49
10.7. Berechnung der Schutzwirkung eines Waldes mit RockFor <sup>NET</sup> .....	50
11. Numerische Berechnungen .....	53
11.1. Programm PFC – Grundlagen.....	53
11.2. Verhalten des Linear Parallel Bond Modells.....	55
11.3. Kalibrierung Materialverhalten.....	57
11.4. Berechnungsablauf.....	61
11.5. Sturzscenarien .....	64
11.6. Auswertung der numerischen Berechnungen .....	79
12. Auswertung der Felsklassifikation .....	82
13. Zusammenfassung und Ausblick.....	86

## **Anlagenverzeichnis**

in gedruckter Form:

**A\_Bsp** Fotodokumentation Risikoabschätzung der Schaarwände Felsgruppe V (Ampelprinzip)

**C** Vergleich der Klassifizierungen an den Schaarwänden

**C1\_Bsp** Formblätter Hessen Mobil für Felsgruppe V

**C2\_Bsp** RMR- und GSI- Wert Abschätzung für Felsgruppe

**E** detaillierte Karte vom Arbeitsgebiet (am Ende der Arbeit)

auf CD (inklusive PFC-Dateien für die Numerische Modellierung):

**A** Fotodokumentation Risikoabschätzung der Schaarwände (Ampelprinzip) – PDF

**B1** Felduntersuchungen zur Druckfestigkeit, Kluftabstände, Trennflächenaufnahme – EXEL

**B2** Bildanalyse von Kluftabständen/-weiten mit ImageJ – EXEL

**C** Vergleich der Klassifizierungen an den Schaarwänden – PDF & EXEL

**C1** Formblätter Hessen Mobil für alle Felsgruppen – PDF

**C2** RMR- und GSI-Wert Abschätzung für alle Felsgruppen – PDF

**D** Bewertung Schutzwirkung Wald mit dem Steinschlagtool an einem Beispiel – PDF

**E** detaillierte Karte vom Arbeitsgebiet

## Abbildungsverzeichnis

<b>Abb. 1</b> Geologische Karte (aus ARCHIV NATIONALPARKVERWALTUNG SÄCHSISCHE SCHWEIZ) .....	3
<b>Abb. 2</b> Wichtige Landschaftselemente mit einfacher stratigraphischer Zuordnung (aus ARCHIV NATIONALPARKVERWALTUNG, F. RICHTER) .....	6
<b>Abb. 3</b> Hauptklüfte der Sandsteinplatte (aus ARCHIV NATIONALPARKVERWALTUNG, F. RICHTER).....	7
<b>Abb. 4</b> Verwitterungsformen (aus ARCHIV NATIONALPARKVERWALTUNG): links oben Brauneisenröhren, rechts oben Sanduhren, links unten Wabenverwitterung, rechts unten schräge Schichtung.....	8
<b>Abb. 5</b> Rotationsgleiten im Gebirge und die Darstellung im Schmidtschen Netz (GENSKE, 2015).....	15
<b>Abb. 6</b> Ebenes Gleiten und die Darstellung im Schmidtschen Netz (GENSKE, 2015) .....	16
<b>Abb. 7</b> Ebenes Gleiten ohne Kluftwasserdruck (TONDERA (Version 2015)) .....	17
<b>Abb. 8</b> Kluftwasserdruck bei ebenem Gleiten (beide Trennflächen, in denen Kluftwasserdruck wirkt, stehen senkrecht aufeinander) (TONDERA (Version 2015)) .....	17
<b>Abb. 9</b> Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Kluftwasserdruckes bei ebenem Gleiten für einen rechtwinkligen und keilförmigen Gleitkörper (GENSKE, 2015) .....	19
<b>Abb. 10</b> Räumliches Gleiten und die Darstellung im Schmidtschen Netz (GENSKE, 2015).....	19
<b>Abb. 11</b> Bestimmung der Sicherheit $\eta$ gegen Abgleiten eines Felskeiles mit dem Verfahren von Hoek (1973) für den Lastfall Eigengewicht plus Kluftwasserdruck (TONDERA (Version 2015)).....	21
<b>Abb. 12</b> Kippen und die Darstellung im Schmidtschen Netz (GENSKE, 2015).....	21
<b>Abb. 13</b> Stabile (1, 2), kippende (3 bis 5) und gleitende (6, 7) Blöcke in einer versagenden Böschung ohne Kluftwasserdruck (nach HOEK & BRAY, 1981). Kräfte am freigeschnittenen Kippkörper 5 und Gleitkörper 7. Bei $F > 0$ versagt die Böschung. (GENSKE, 2015).....	23
<b>Abb. 14</b> Ausbrechen, Ausknicken, Abscheren und die Darstellung im Schmidtschen Netz (GENSKE, 2015).....	23
<b>Abb. 15</b> Klassifizierungsmerkmale für den GSI-Faktor von HOECK mit Diagramm zur Ermittlung der Verformungsmoduln (nach JOHN & REITER, 2007) .....	28

<b>Abb. 16</b> Schematische Zeichnung (a – shadow angle, b – Fahrböschung, A – Abrisszone, B – Schutthang, C – shadow nach EVANS & HUNGR) (nach BRAUN, 2008).....	35
<b>Abb. 17</b> Formblatt „Zuordnung von Felsböschungen“ zur Ermittlung der Gefährdungsklassen anhand geologischer Parameter (HESSEN MOBIL, 2017) .....	38
<b>Abb. 18</b> Kombination von Sicherungselementen mit natürlicher Anmutung (JÄHNIG GMBH, 2015).....	42
<b>Abb. 19</b> Kombination verschiedener gefärbter Sicherungssysteme (JÄHNIG GMBH, 2015).....	42
<b>Abb. 20</b> Natürliche Begrünung als Erosionsschutz (JÄHNIG GMBH, 2015) .....	43
<b>Abb. 21</b> Übersicht der Lage des Untersuchungsgebietes (GOOGLE MAPS, 2009)....	44
<b>Abb. 22</b> Lage Schaarwände (GOOGLE MAPS, 2009).....	45
<b>Abb. 23</b> Trennflächengefüge im Schmidtschen Netz; links Polpunktdarstellung der Klüfte, rechts Kluftröse (beides ohne horizontale Bankung).....	46
<b>Abb. 24</b> Trennflächengefüge Hauptkluftrichtungen in 2D und 3D; grün: Bankung, blau und orange: orthogonales Klufsystem.....	47
<b>Abb. 25</b> Schematische Darstellung der oberflächlichen Verwitterungsprofile und ihrer Verteilungen der Gesteinszugfestigkeiten (nach GRIMM & SCHWARZ, 1985, HÖRENBAUM, 2005).....	48
<b>Abb. 26</b> Modellierung des Waldes von RockFor <sup>NET</sup> (aus <a href="http://www.ecorisq.org">www.ecorisq.org</a> , Onlineaufruf am 25.11.2019).....	50
<b>Abb. 27</b> Berechnung der Schutzwirkung des Waldes gegen Steinschlag mittels Steinschlagtool .....	52
<b>Abb. 28</b> Verhalten und rheologische Komponenten des Linear Parallel Bond Modells (ITASCA, 2015) .....	56
<b>Abb. 29</b> Kraft – Verschiebungsgesetz für die Parallel Bond Kraft und Moment: (a) Normalkraft (Zugkraft) über Parallel Bond Oberflächenlücke; (b) Scherkraft über relative Scherverschiebung; (c) Drehmoment über relative Verdrehung; (d) Biegemoment über relative Biegedrehung.....	57
<b>Abb. 30</b> Einaxialer Zugversuch von Probekörper mit ermittelten Parametern.....	58
<b>Abb. 31</b> Einaxialer Druckversuch – Mikrorisse .....	60
<b>Abb. 32</b> Einaxialer Druckversuch – Scherzonen und Bruch.....	60
<b>Abb. 33</b> Modellierte Geometrie zu Realität: links – Kontakte des mit Bällen gefüllter Bereich (diesmal Probeversion mit knapp 1000 Bällen), rechts – grüne Linie: komplette Felswand, rote Linie: der mit Bällen gefüllte Geometriebereich.....	62

<b>Abb. 34</b> Ausgangsmodell in der 1000-Bälle-Version (rechts in rot noch einmal verschoben der mit Bällen gefüllte Bereich zur Darstellung der Fragemente, links: gelb – Auskehlung, rot - Trennflächen) .....	63
<b>Abb. 35</b> Sturzscenario A nach 10 sec – Übersicht .....	65
<b>Abb. 36</b> Sturzscenario A nach 10 sec – Detail .....	66
<b>Abb. 37</b> Sturzscenario A nach 100 sec – Detail, der gesamte vordere Bereich versagte.....	66
<b>Abb. 38</b> Sturzscenario A nach 120 sec – Straßenbereich.....	67
<b>Abb. 39</b> Sturzscenario B nach 20 sec – Detail .....	68
<b>Abb. 40</b> Sturzscenario B nach 80 sec – Detail .....	69
<b>Abb. 41</b> Sturzscenario B nach 120 sec – Straßenbereich.....	69
<b>Abb. 42</b> Sturzscenario C nach 20 sec – Detail .....	70
<b>Abb. 43</b> Sturzscenario C nach 30 sec – Übersicht.....	71
<b>Abb. 44</b> Sturzscenario C nach 120 sec – Straßenbereich.....	71
<b>Abb. 45</b> Sturzscenario D nach 9 Verwitterungsschritten – Detail .....	73
<b>Abb. 46</b> Sturzscenario D nach 10 Verwitterungsschritten – Übersicht.....	73
<b>Abb. 47</b> Sturzscenario D nach 15 Verwitterungsschritten – Detail.....	74
<b>Abb. 48</b> Sturzscenario D nach 16 Verwitterungsschritten – Straßenbereich.....	74
<b>Abb. 49</b> Sturzscenario E nach 9 Verwitterungsschritten – Detail.....	76
<b>Abb. 50</b> Sturzscenario E nach 10 Verwitterungsschritten – Detail.....	76
<b>Abb. 51</b> Vergleich des Verwitterungsfortschrittes nach 9 Schritten zwischen Fall D und E: a – Gesamtaufnahme D, b – Gesamtaufnahme E, c – Detailaufnahme D, d – Detailaufnahme E .....	77
<b>Abb. 52</b> Sturzscenario E nach 16 Verwitterungsschritten – Straßenbereich.....	77
<b>Abb. 53</b> Geschwächter Fels mit verringerten Festigkeiten durch Verwitterung (Beispiel bei Mastnummer 79).....	80

**Tabellenverzeichnis**

<b>Tab. 1</b> Petrographisch – morphologische Gliederung .....	5
<b>Tab. 2</b> Gesteinsfestigkeiten in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades und der üblichen Feldversuche (in Anlehnung an FGSV-Merkblatt und DIN EN ISO 14 689-1) .....	10
<b>Tab. 3</b> Zusammenhang Gebirgsqualität und Kompressionswellengeschwindigkeit. 26	
<b>Tab. 4</b> Klassifizierungsparameter $l_1 - l_6$ und ihre Bewertung für den RMR-Gebirgskennwert nach BIENAWSKI (1973/76) .....	29
<b>Tab. 5</b> Ergebnisse der Kluftweiten/-abstandsmessungen .....	47
<b>Tab. 6</b> Vergleich der Klassifizierungssysteme.....	83

## 1. Einleitung und Zielsetzung

Im Jahr 2000 ereignete sich am Wartturm in der Sächsischen Schweiz bei Rathen einer der größten Felsstürze des Jahrzehntes mit einem geschätzten Gesamtgewicht von 800 Tonnen. Als Auslöser wird eine fortschreitende Auswitterung einer Kluft angenommen. Auch im Jahr 2011 kam es zu Felssturzereignissen am Kuhstall, im Polenttal und im Schulzengrund<sup>1</sup>. Durch die verstärkt dichtere Bebauung und zunehmende Infrastruktur steigt das Sicherheitsrisiko. Ein Steinschlagereignis tritt oftmals spontan ein und stellt wegen der hohen Geschwindigkeiten und Energien eine große Gefährdung dar. Umso wichtiger ist es, mit geeigneten Methoden zur Risikoabschätzung schon frühzeitig Gefahrenstellen zu erkennen und vorbeugende Sicherungsmaßnahmen zu treffen.

Das Arbeitsgebiet sind die Schaarwände, welche sich im Kirnitzschtal der Sächsischen Schweiz befinden. Ziel dieser Arbeit ist es, anhand einer ingenieurgeologischen Geländeaufnahme und einer Klassifikation des Arbeitsgebietes mit Kennzeichnung besonders felssturzgefährdeter Bereiche die Standsicherheit der Sandsteine im Arbeitsgebiet zu beurteilen. Neben der visuellen und ingenieurgeologischen Einschätzung kritischer Felsbereiche kommt das ITASCA-Programm PFC zur Anwendung. Damit sollen einige 2D-Modelle erstellt werden, welche unterschiedliche Felssturzszenarien simulieren. Diese Simulationen sollen Aufschluss geben über verwitterungsbedingte Sturzprozesse und ob herabstürzende Felsblöcke die Straße gefährden.

Im ersten Teil der Arbeit wird auf die geologischen Besonderheiten des Untersuchungsgebietes und die theoretischen Grundlagen von Hangbewegungen, Felsstürzen und Gebirgsklassifizierungen eingegangen. Desweiteren werden Maßnahmen zur Vermeidung bzw. Sanierung von Hangbewegungen aufgezeigt. Im zweiten Teil der Arbeit werden die durchgeführten Felduntersuchungen dargelegt und ausgewertet. Im dritten Teil erfolgt eine kurze Einführung in das Programm PFC, sowie eine Beschreibung der Simulationsmethodik und eine Materialkalibrierung für die in der Simulation verwendeten Parameter. Mehrere Sturzsimulationen werden durchgeführt und ausgewertet. Zum Schluss werden die Resultate zusammengefasst und es wird ein Ausblick auf weitere Untersuchungsmöglichkeiten gegeben.

---

<sup>1</sup> <https://www.mz-web.de/mitteldeutschland/gebirge-felsstuerze-in-der-saechsischen-schweiz-7265042> (Onlineaufruf am 26.11.2019)

## **2. Elbsandsteingebirge – Entstehung und Geologie**

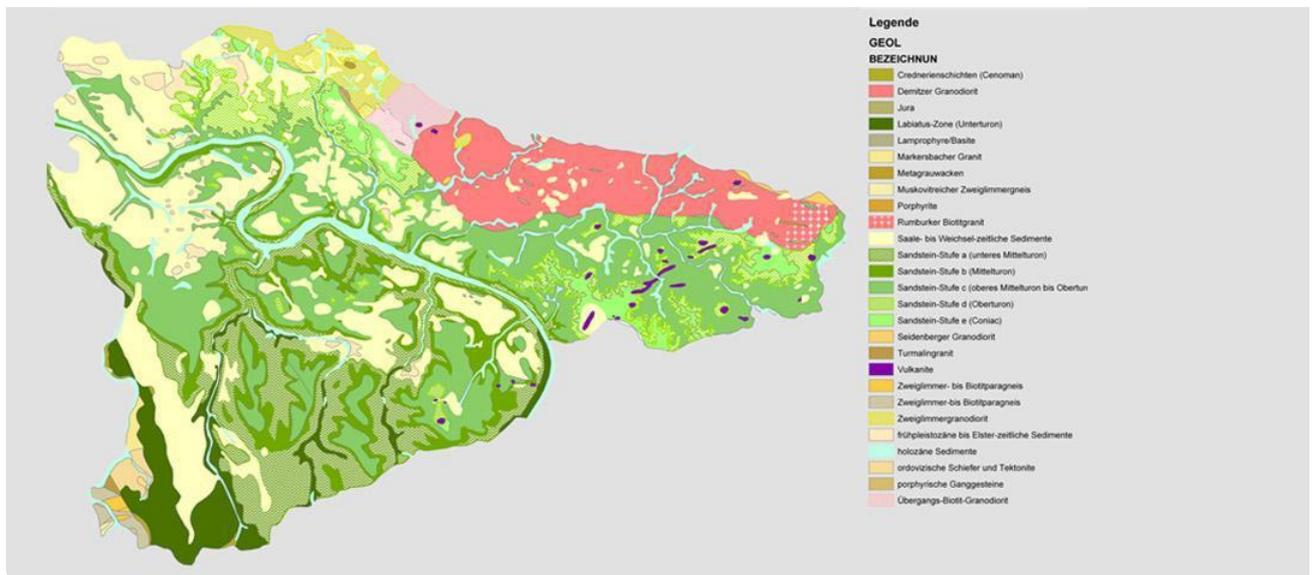
Auf einer Fläche von etwa 700 km<sup>2</sup> erstreckt sich das Gebiet des Elbsandsteingebirges, oftmals auch als Sächsisch-Böhmische Schweiz bezeichnet. Es liegt am Oberlauf der Elbe in Sachsen und Nordböhmen und weist Erhebungen bis zu 723 m über dem Meeresspiegel auf. Die Besonderheit dieses europäischen Mittelgebirges liegt in einem wild gegliederten Felsrelief, bei denen sich die morphologischen Großformen von Schluchten, Ebenheiten, Tafelbergen und Felsrevieren auf engstem Raum abwechseln.

In der Oberkreide (Cenoman bis Turon) lagerten sich in einem flachen Meeresarm zwischen Erzgebirge und Lausitzer Insel Sandsteinschichten ab. Diese sind im Mittel 400 m mächtig, erreichen jedoch auch Werte von 600 bis 1000 m Mächtigkeit. Die heutigen Sandsteinformen sind nach Regression (Abfließen) des Meeres aufgrund von tektonischen Beanspruchungen und Verwitterungseinflüssen entstanden.

### **2.1. Erdgeschichtliche Prozesse**

Vom Präkambrium bis zum Unterkarbon fand im Bereich der Elbtalzone in einem Nordwest – Südost gerichteten Trog die Sedimentation statt. Im Oberkarbon erfolgte zwischen Erzgebirgskristallin und dem Lausitzer Massiv durch die variszische Orogenese die Auffaltung der Ablagerungen als Elbtalschiefergebirge. Die Intrusion des Meißner Syenodiorites sowie des Granits ereignete sich zu selben Zeit. Das Döhlener Becken bei Freital, welches sich ebenfalls Nordwest – Südost erstreckt, sank im Unterperm (Rotliegendes) ein und darin kam es zur Ablagerung von steinkohleführenden Rotliegendesedimenten (rote Konglomerate, Sandsteine und Schiefertone als Abtragungsschutt des variszischen Gebirges). Im westlichen Randbereich der Elbtalzone bildeten sich die Grillenburger Quarzporphyre. Die Elbtalzone sank im Jura und der Oberkreide (Cenoman/Turon) ein, dadurch lagerten sich im zwischen Erzgebirge und Lausitz gebildeten Meeresarm die tonig-kalkigen Plänermergel von Meißen, Dresden und Pirna sowie der Quadersandstein von Pirna bis Bad Schandau (und weiter bis zum Zittauer Gebirge) ab. Die nordöstlich gelegenen Sedimente der Störungszone der Lausitzer Überschiebung schoben sich in der ausgehenden Oberkreide bis zu 400 m über die südlich der Störung gelegenen Ablagerungen. Im Übergang Tertiär/Pleistozän sank der Elbtalgraben im Dresdner

Raum ein und prägte so den Elbverlauf nach Meißen (nach GERTH, 2006). Noch heute setzt sich die Absenkung weiter fort.



**Abb. 1** Geologische Karte (aus ARCHIV NATIONALPARKVERWALTUNG SÄCHSISCHE SCHWEIZ)

## 2.2. Morphologie

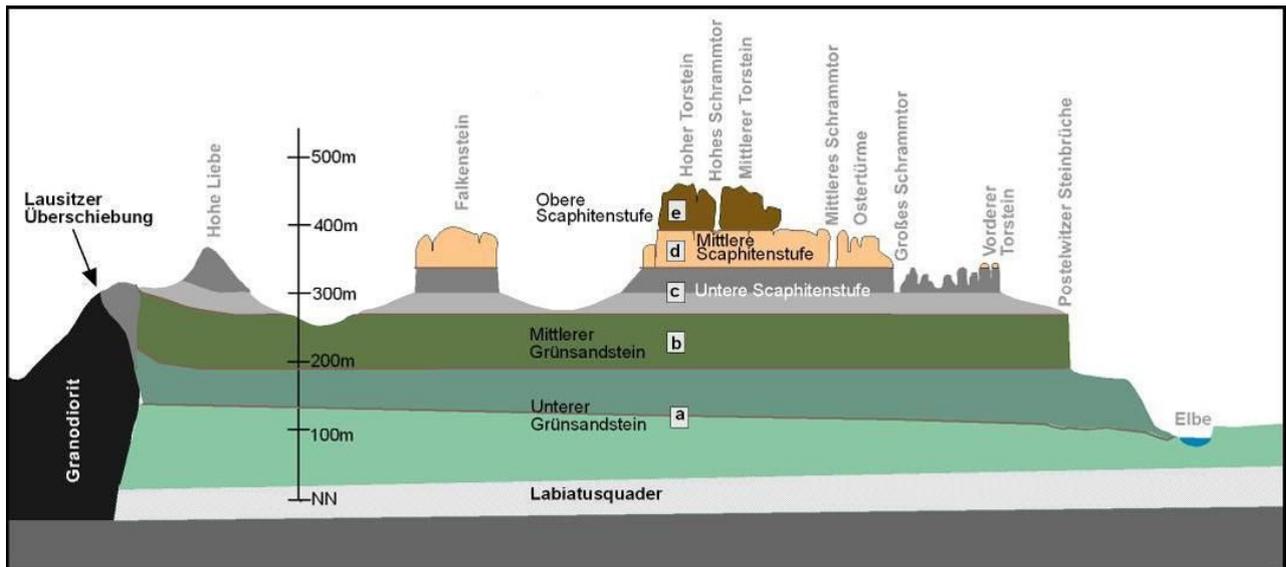
Morphologisch lässt sich die Landschaft der Elbtalzone in drei Großformen gliedern. Die „Ebenheit“ – ein flaches Gelände, welches sich 120 m oberhalb des Elbgrundes befindet, wird wiederum mit 120 m von den zeugenbergartigen „Steinen“ und steilwandig ausgeprägten Felsrevieren mit tiefen Schluchten überragt. Hierzu zählen der Königsstein (360 m ü. NN), der Lilienstein (415 m ü. NN), die Schrammsteine, der Falkenstein, der Pfaffenstein (427 m ü. NN), der Gohrischstein, der Kleine und Große Zschirnstein (563 m ü. NN) sowie die tertiären Basaltkuppen, zu denen der Große und Kleine Winterberg, der Raumberg oder der Hausberg gehören. Rechtselblich finden sich überwiegend isoliert freistehende (herausgewitterte) Basaltkuppen. Basaltgänge treten hingegen nur links der Elbe auf. Die zeugenartigen Sandsteinfelsen (Tafelberge) bildeten sich nach Abtragung leicht verwitternder Sandstein- und Mergelsteinbänke. Stehenbleibende, härtere Schichten konnten sich lösen und an senkrechten Klüften nachbrechen. Der Zirkelstein (385 m ü. NN) und die Kaiserkrone (355 m ü. NN) sind Zeugenberge unterhalb der großen Ebenheit am Elbtalrand.

### **2.3. Petrographisch – morphologische Gliederung der rein sandigen Fazies des Turons**

F. Lamprecht (1934) beobachtete, dass das Porenvolumen des Sandsteins im Vergleich zum benachbarten Granits stark erhöht ist und somit eine Wasseraufnahme von bis zu 1/10 seines Eigengewichtes möglich ist (zum Vergleich Granit: 1/1000). Demzufolge sickert im Sandstein ein großer Anteil des Niederschlagswassers langsam durch die Poren abwärts, wird an tonigen Zwischenschichten gestaut und bewegt sich horizontal weiter bis zu einem Austritt aus der Wand (RAST, 1959). Dadurch entsteht nicht immer ein nasser Streifen am Ausstrich, vielmehr ist jener durch Auswitterung gekennzeichnet. Je nach deren Intensität bilden sich Löcherreihen, Hohlkehlen, überwölbte Bänder oder sogar tiefe Schichthöhlen. Die tonigen Zwischenschichten weisen Mächtigkeiten von Papierdicke bis zu 20 cm oder in Ausnahmefällen von mehreren Metern auf (Zeichener Tonbank). In tonlagenreichen Zonen tritt eine Häufung von horizontalen, übereinander liegenden Auswitterungshorizonten auf, wodurch der Sandstein stark gegliedert wirkt (kleinbankig). In tonlagenarmen Zonen hingegen erscheint der Sandstein wenig gegliedert (großbankig). Die kleinbankigen Zonen bilden in der Landschaft Hänge und Ebenheiten, die großbankigen hohe Felswände (GERTH, 2006). Eine umfassende petrographisch-morphologische Gliederung der turonen Sandsteinfolge resultiert aus einigen typischen Leithorizonten und deren Verfolgung durch das ganze Gebirge. Die folgende Tabelle (LAMPRECHT, 1934) zusammengestellt aus RAST (1959) gibt einen Überblick. Mit lateinischen Buchstaben sind die Sandsteinstufen, mit griechischen die trennenden (oberen) Grenzhorizonte bezeichnet.

**Tab. 1** Petrographisch – morphologische Gliederung

Stufe oder Grenz- horizont	Mächtigkeit in m	Ausprägung	
		petrographisch	morphologisch
e	80	großbankig	wandbildend
δ2	0 – 2	tonig – sandig, dünnbankig	meist eine scharf ab- gesetzte Terrasse bil- dend
d	40 – 50	großbankig, nach oben kleinbankiger	wandbildend, jedoch im oberen Teil oft gehängebildend
γ3	0 – 4	tonig bis sandig, dünnbankig	Überhänge, Höhlen
c3  c1 und c2	50 – 105	großbankig  kleinbankig	wandbildend, jedoch oft stark überrollt, meist auffallend gelb gefärbt terrassiertes, überroll- tes Gehänge
β3	0 – 2	tonig-sandig, dünnbankig	Geländeknick, Fels- kante
b	30 – 60	mittel- bis großbankig	wandbildend, weiß
α3	0 – 2	tonig-sandig, dünnbankig	Überhänge
a	20 – 120	klein- bis mittelbankig, jedoch im Südwesten des Gebietes geteilt in Pläner und Grün- sandstein	terrassiertes, meist überrolltes Gehänge; die Oberkante beider, besonders aber des Pläners, bildet einen Geländeknick
Labiatusquader	40	großbankig	wandbildend



**Abb. 2** Wichtige Landschaftselemente mit einfacher stratigraphischer Zuordnung (aus ARCHIV NATIONALPARKVERWALTUNG, F. RICHTER)

## 2.4. Lagerungsverhältnisse

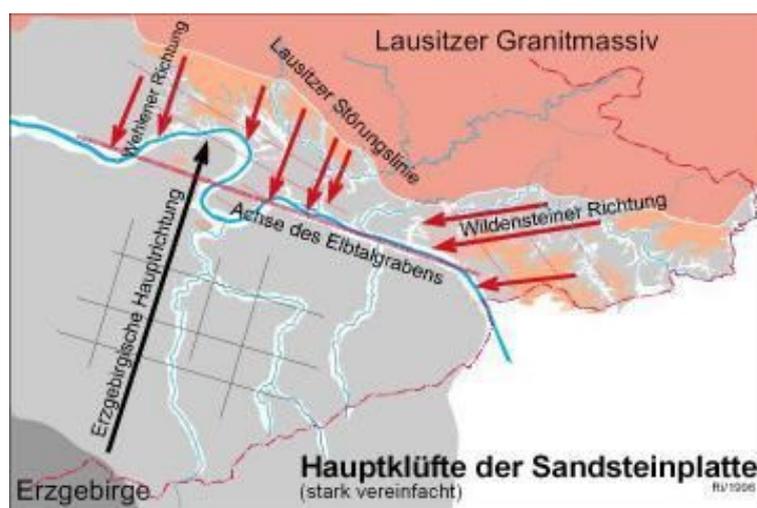
Der markante Grenzhorizont  $\gamma_3$  trennt die Sandsteine der Postelwitz-Formation und der Schrammstein-Formation voneinander. Besonders die Gesteine der Schrammstein-Formation prägen das Landschaftsbild des Elbsandsteingebirges am meisten. Die wandbildenden Sandsteine b, c<sub>3</sub>, d und e ließen durch tief eingeschnittene Täler (wie z. B. das Kirnitzschtal) ein canyonartiges Erscheinungsbild entstehen. Entlang der Kirnitzsch tritt erosionsbedingt die Postelwitz-Formation (Sandsteine a und b) an die Oberfläche (VOIGT, 2013). Im östlichen Teil der Hinteren Sächsischen Schweiz (Gegend um Hinterhermsdorf) war die geringe Wasserführung der Nebenbäche der Kirnitzsch nicht ausreichend, um das Relief stärker zu akzentuieren. So blieb ein größerer Rest der Sandsteintafel bestehen. Hier ist die Schichtenfolge nur wenig gestört und die Ablagerung erfolgte annähernd horizontal (Einfallen der Schichten Richtung NNE mit bis zu 6°). Die dort etwa E-W verlaufende Lausitzer Überschiebung schneidet die Kreidesedimente ab. Der Versatz, der nach der Ablagerung aktiven steilen Aufschiebung, beträgt über 500 m. Bei Hinterhermsdorf verläuft die Lausitzer Überschiebung vom Steinberg zum Mühlhübel NE-SW und hat ein Einfallen von 60 – 70° nach NW. Von Hinterhermsdorf bis südlich Mittelndorf und Kirnitzsch hat sie einen E-W-Verlauf und fällt unterschiedlich ein – etwa 15° nördlich der Neumannmühle, 40° bei Räumicht und 70° südlich von Mittelndorf (LOBST, 1993). Der Verlauf ändert sich südlich Mittelndorf und Kirnitzsch bis zur Kohlmühle zu NW-SE mit einem Einfallen von 90° nach NE. Der nördliche Block

schob sich auf das Kreidebecken und es bildeten sich Randstörungen aus. Die wenigen Störungen, die in der Hinteren Sächsischen Schweiz auftreten, befinden sich alle in Nähe der Lausitzer Überschiebung. Am auffallendsten ist die tektonische Mulde zwischen dem Nassen Grund und den Schrammsteinen, die an der Hohen Liebe deutlich zu erkennen ist.

Im Tertiär wurde das Elbsandsteingebirge von stock- oder gangförmigen Basalten durchsetzt. Basaltdurchbrüche finden sich am Großen Winterberg, Raumberg, Pohlshorn, Hausberg und Heulenberg. Der Zeughausgang ist ein sich etwa 20 km erstreckender Basaltgang, dieser ist zum Beispiel sichtbar am Roßsteig zwischen Goldsteig und Bärenfangwände. Von da aus verläuft er aus Richtung NE über Zeughaus, Großes Pohlshorn und Kleines Pohlshorn spitzwinklig auf die Lausitzer Überschiebung zu. Die Phonolith-Stöcke und Basaltgänge führen aber keine bedeutenden Lagerungsstörungen herbei (VOIGT, 2013).

## 2.5. Klüftung des Sandsteins

Die Klüfte im Elbsandstein orientieren sich an den beiden tektonischen Hauptrichtungen. Am Ende der Kreidezeit schob sich der Lausitzer Block auf die Elbtalkreide (Lausitzer Überschiebung als scharfe geologische Grenze) – durch diese Kompression bildete sich die NW-SE-gerichtete Klüftung. Das Erzgebirge hob sich 50 Millionen Jahre später heraus und bewirkte ein NNE-SSW gerichtetes Kluftsystem. Da sich die Klüfte annähernd senkrecht schneiden, entstehen (unter Einbeziehung der Schichtfugen) Quader, welche als Quadersandsteine bezeichnet werden.



**Abb. 3** Hauptklüfte der Sandsteinplatte (aus ARCHIV NATIONALPARKVERWALTUNG, F. RICHTER)

## 2.6. Verwitterungsformen des Sandsteins

Als Verwitterung wird die natürliche Zersetzung von Gestein bezeichnet aufgrund dessen exponierter Lage an oder nahe der Erdoberfläche. Die Art der Verwitterung entscheidet, ob die gesteinsbildenden Minerale erhalten bleiben (physikalische) oder aufgelöst und umgewandelt werden (chemische Verwitterung).

Das Elbsandsteingebirge ist wegen seiner Geomorphologie und des stark ausgebildeten Trennflächengefüges sehr anfällig für Frost- oder Wurzelsprengung. Weitere Verwitterungsformen sind im Folgenden beschrieben (NATIONALPARKVERWALTUNG SÄCHSISCHE SCHWEIZ). In Tab. 2 befinden sich Gesteinsfestigkeiten in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades und der üblichen Feldversuche.

### *Brauneisen:*

Werden Eisenoxide im Sickerwasser gelöst, lagern diese sich in verschiedenen Sandsteinschichten ab. Dort verfestigen sie sich und erlangen Beständigkeit gegen weitere Erosion. Nach längerer Zeit entstehen somit die charakteristischen Brauneisenbänder bzw. -röhren.



**Abb. 4** Verwitterungsformen (aus ARCHIV NATIONALPARKVERWALTUNG): links oben Brauneisenröhren, rechts oben Sanduhren, links unten Wabenverwitterung, rechts unten schräge Schichtung

### *Sanduhren:*

Vergrößern sich zwei sehr nahe beieinander liegende Felsöffnungen durch Erosion, so bilden sich Sanduhren. Die hinteren Bereiche der Löcher verbinden sich, da dort der Sandstein weicher ist. Die Felssäule aus festerem Sandstein im Vordergrund hat die Gestalt einer Sanduhr.

### *Wabenverwitterung:*

Früher wurde angenommen, dass Winderosion die Ursache für Wabenverwitterung ist. Mittlerweile ist bekannt, dass sie durch chemische Einwirkungen und Kräfte entsteht. Salze werden an der Gesteinsoberfläche ausgeschieden, bilden Kristalle, welche den Sandstein sprengen, was wiederum zu einer Beschleunigung der Verwitterung führt. Zugleich bewirkt Kieselsäure eine Verfestigung des Felsens. Da diese beiden entgegengesetzten Vorgänge in unmittelbarer Nähe stattfinden, führt dies zur markanten Wabenstruktur.

### *Schichtungen:*

Einige Felswände weisen eine schräge Schichtung auf. Entstehungsgrund hierfür waren fluviatile Sande, die sich im flachmarinen Milieu in Form von Schwemmkegeln absetzten. Daraus lässt sich unter anderem folgern, dass es sich um flachmarine Sedimente handelt.

**Tab. 2** Gesteinsfestigkeiten in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades und der üblichen Feldversuche (in Anlehnung an FGSV-Merkblatt und DIN EN ISO 14 689-1)

<b>Gesteins- verwitterungs- grade</b>	<b>Beschreibung, Erscheinungsbild</b>	<b>Kornbindung, Festigkeit, einaxiale Druck- festigkeit</b>	<b>Feldversuche: Hammerschlag/ Rückprallhammer</b>
unverwittert	keine sichtbare Verwitterung, schwache Verfärbung an Trennflächen	gute Kornbindung, sehr hart, hart, sehr fest bzw. hoch $q_u = 50 - 250 \text{ MPa}$	heller Klang bei Hammerschlag, hinterlässt keinen Eindruck, mehrere Hammerschläge erforderlich $R_m = 30 \pm 10$
angewittert	Gestein fest bis gering entfestigt, Verfärbung der Kluftwandungen und der angrenzenden Gesteinsbereiche. Variante: Gestein verfärbt, aber fest	mäßige Kornbindung, mäßig hart bis fest, $q_u = 25 - 50 \text{ MPa}$	wenig heller Klang evtl. leichte Einkerbung mit wenigen Schlägen brechbar, nicht bis schwach ritzbar, $R_m = 20 \pm 10$
mäßig entfestigt	Gestein ist entfestigt (spürbar verändert), aber noch nicht mürbe. Verfärbung der Kluftwandungen und des Gesteins	geringe Kornbindung, mäßig fest, schwach absandend $q_u = 5 - 25 \text{ MPa}$	dumpfer Klang, Einkerbung bei festem Schlag mit Hammer, leicht zu zerschlagen, mit Hand nicht zerbrechbar, schwer ritzbar, $R_m < 10 - 15$
stark entfestigt	Gestein ist deutlich bis stark entfestigt. Starke Verfärbung der Kluftwandungen und des Gesteins	Gestein ist brüchig mürbe, absandend halbfest $q_u = 1 - 5 \text{ MPa}$	brüchig bei Hammerschlag. Mit Hand zerbrechbar, gut ritzbar $R_m = 0$
zersetzt	Gestein ist völlig entfestigt oder zersetzt, Gesteinsgefüge jedoch erkennbar	steif bis halbfest $q_u < 1 \text{ MPa}$	von Hand zerdrückbar, in Wasser zu plastifizieren

### 3. Übersicht der Rutschungsarten

Rutschungen lassen sich in zwei Hauptarten unterteilen. Zum einen in Böschungsrutschungen an Geländesprüngen und speziell an Böschungen, zum anderen in Hangrutschungen. Allgemein wird in Abbrüche (Fallen, Kippen), Gleiten (Translations- und Rotationsrutschungen) sowie Fließen unterschieden. Kriechvorgänge werden als Sonderfall des Fließens betrachtet (PRINZ & STRAUSS, 2011).

#### *Fallen:*

Von einem Sturzprozess (Fallen) wird gesprochen, wenn sich Gestein plötzlich aus Steillagen löst. Dies geschieht an Steilböschungen, Steinbruchwänden, tiefen Baugruben, Erosionsufern oder steilen Felswänden. Als Hauptursachen sind die Hangentspannung und Verwitterungsprozesse zu nennen. Meist findet der Abriss an vorgegebenen Trennflächen statt. Eine erhöhte Abbruchgefahr liegt vor, wenn Felskörper über weichen erosionsempfindlichen Gesteinen ausstreichen und/oder von talwärts einfallenden Flächen bzw. von Querklüften abgetrennt sind und zudem noch Kluftwasser- bzw. Gefrierdruck auftritt (KRAUTER & KÖSTER, 1991). Knick- oder Kippvorgänge sind oftmals Anzeichen eines Abbruches. Auch mehr oder weniger instabile Felsformationen sind häufig plastisch verformbar und können über längere Zeit Kriechverformungen standhalten ohne abzustürzen.

Vorzeichen eines Absturzes sind in diesem Fall oft ein beschleunigtes Bruchkriechen (KEUSEN, 2002) mit erhöhter Steinschlagaktivität (LADNER, 2004). Im Sturz löst sich der Zusammenhalt auf und es besteht zumindest zeitweise kein Kontakt mit dem Untergrund. Hier können sowohl Gleiten, Fallen (vermehrt), als auch Rollen, Springen oder z. T. Fließen auftreten. Vordergründig handelt es sich bei Felsstürzen um Massenbewegungen von Blöcken und Steinmaterial. Äußerlich lässt sich zwischen Abrissgebiet, Sturzbahn und Ablagerungsgebiet unterscheiden. Im Ablagerungsgebiet befinden sich großblockige Schuttmassen, unregelmäßig geformte Hügel oder ein Schuttstrom. Unter Umständen kann sich auch ein Bergsturzsee aufstauen.

Unter Steinschlag zählen Abbrüche von weniger als 1 m<sup>3</sup> Einzelblockgröße bzw. einer Sturzmasse von < 5 m<sup>3</sup>. Die Definition von Berg- und Felsstürzen lautet: „Schnelle Fels- und Schuttbewegungen, die mit hoher Geschwindigkeit (Sekunden oder wenige Minuten) aus Bergflanken niedergehen und eine gewisse Fläche einnehmen.“ Als Felsstürze gelten Abbrüche bis 1 Million m<sup>3</sup> Absturzmasse. Nach

NEUMANN & BAUER (2005) werden folgende Informationen benötigt, um eine Felssturzgefährdung zu bewerten:

- Geologie und Morphologie des Abbruchs- und des Ablagerungsgebietes;
- historische Daten früherer Ereignisse;
- Geomechanik der Sturzprozesse;
- externe Einflüsse als Auslöser.

Besonders oft treten Sturzprozesse in den jahreszeitlichen Frost-Tau-Zyklen auf. Weitere externe Einflüsse sind Starkregenereignisse und Erdbeben.

Bergstürze werden erneut unterteilt in kleine Bergstürze (bis 10 Mio. m<sup>3</sup>), große Bergstürze (10 – 50 Mio. m<sup>3</sup>) und sehr große Bergstürze (> 50 Mio. m<sup>3</sup>).

#### *Kippen:*

Kippbewegungen mit Vorwärtsrotation aus dem Hang finden sich überwiegend an Steilwänden kompetenter Gesteinskomplexe (Sandsteine, Kalksteine, Basalt), z. T. über plastifizierbarer, tonig-mergeliger Unterlage.

#### *Gleiten:*

Block- oder Schollenbewegungen auf vorgegebenen Trennflächen sind charakteristisch für Gleitungen, dabei bleibt die Rutschungsoberfläche oftmals relativ ungestört. Hier wird nochmal aufgrund der Konfiguration der Gleitflächen unterschieden. Ebene Gleitflächen (sog. Translationsrutschungen) beschreiben Bewegungen auf vorgegebenen Trennflächen (überwiegend Schichtflächen), welche bevorzugt an der Grenze zwischen kompetenten und inkompetenten Gesteinen (Tonsteinzwischenlagen) auftreten. Gleitungen sind typisch für Schichtgesteine und in veränderlichfesten Gesteinen. Schalenförmige Gleitflächen (sog. Rotationsrutschungen) kommen ebenso häufig vor. Die Gleitfläche ist in homogenem Material annähernd kreisförmig. Ist die Rotationsbewegung ausgeprägt, werden die Rutschmassen weniger gestört.

Finden Rutschungen in der Verwitterungszone und bei zur Tiefe hin fester werdendem Untergrund statt, verläuft die Gleitfläche überwiegend flachschalig bzw. unter Ausnutzung vorhandener Trennflächen auch blockartig oder treppenförmig. Dies wird als kombinierte Rutschung bezeichnet.

### *Driften:*

Die laterale Bewegung von Felsmassen durch oder bei Einsinken in eine plastifizierbare Unterlage wird als Driften kategorisiert. Kippbewegungen sind dem Driften meist vorläufig. Das Lösen der Gesteinsblöcke erfolgt an vorgegebenen Trennflächen, danach driften sie auf der tonigen Unterlage ab.

### *Fließen:*

Bewegen sich aufgeweichte Bodenmassen mit Gesteinsschutt bzw. Geröllen aller Korngrößen unterschiedlich schnell, wird vom Fließen gesprochen. Nach einem Fließvorgang entstehen gestreckte, gelappte oder murenartige Formen, innerhalb derer Viskositätsbewegungen mit linearen Bewegungsflächen sichtbar werden. Für die Mehrheit der Fließvorgänge beträgt das Wasser/Feststoff-Verhältnis 1. Allerdings gab es auch schon Fließvorgänge mit sehr niedrigen Wassergehalten – in diesen Fällen hat Luft als Verflüssigungsmedium gedient und das Fließen fand höchstwahrscheinlich auf einem komprimierten Luftpolster statt (SHARP & GLAZNER, 1993). Die Fließvorgänge werden nochmal in Schutt- bzw. Geröllstromrutschungen (relativ hoher Prozentanteil (etwa 80%) grobkörnigen Materials) und Erd- bzw. Schlammfließen (mindestens 50% Sand-, Schluff- und Tonmaterial) unterteilt.

Die im Elbsandsteingebirge vorherrschenden Rutschungstypen sind das Fallen und das Kippen. Dies ist u. a. durch das charakteristische Trennflächengefüge festgelegt, worauf in dem folgenden Kapitel allgemein und im Kapitel 10.3. Trennflächenanalyse arbeitsgebietspezifisch eingegangen wird.

#### **4. Methodik bei der Standsicherheitsermittlung von Felsböschungen auf Grundlage der Lagenkugelprojektion**

Nur mit einem umfassend analysierten Trennflächengefüge können die geometrischen und mechanischen Gebirgseigenschaften erfasst und in geeigneten Gebirgsmodellen ausgewertet werden. Die Vorgehensweise gliedert sich wie folgt:

##### a. Ingenieurgeologische Kluftkartierung

- eindeutige Beschreibung der Lage von Trennflächen durch 2 Winkel (Fallrichtungsmethode);
- Aufnahme weiterer Merkmale des Trennflächengefüges (Kluftöffnungsweite und -abstand, Habitus etc.);
- evtl. Aushalten von Homogenbereichen;
- 50 bis 300 Messwerte.

##### b. Statistische Kluftauswertung

- Darstellung der einzelnen Messwerte in Form von Polpunkten;
- Ermittlung der Belegungsdichte;
- Darstellung im Isolinien- oder Polpunktdiagramm;
- Ermittlung der Hauptkluftrichtungen;
- Darstellung der Hauptkluftrichtungen und der Böschung im Großkreisdiagramm;
- Ableiten des möglichen Versagensmechanismus.

##### c. Berechnung der Standsicherheit (nur) für die möglichen Versagensmechanismen.

Da die Wasserwegsamkeiten an das Trennflächengefüge gebunden sind, kann es zum Ausspülen vorhandener Kluftfüllungen oder zum Aufreiben quellfähiger Tonminerale kommen. Spaltenfrost im Winter führt zur Zerstörung von Materialbrücken zwischen einzelnen Kluftkörpern, zudem zur Kluftaufweitung und somit zur weiteren Steigerung der Wasserwegsamkeit. Hydrostatische Drücke sind bei der Standsicherheitsberechnung zu berücksichtigen.

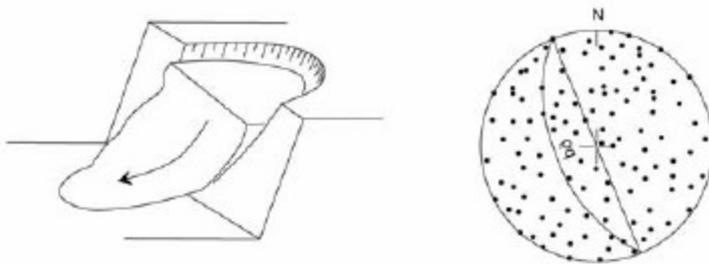
### Mögliche Versagensmechanismen:

Ist die Scherfestigkeit eines Gesteinsverbandes mit den Kräften der Gravitation (und evtl. des Strömungsdruckes) nicht mehr im Gleichgewicht, tritt Versagen im Sinne der Standsicherheit ein – Massenbewegungen entstehen. Folgende Parameter bestimmen den Bewegungsmechanismus, der zum Versagen führt:

- Trennflächengefüge;
- Teilbeweglichkeit des Gebirges;
- Orientierung der Böschung zum vorliegenden Trennflächengefüge.

Die Versagensmechanismen lassen sich im Schmidtschen Netz anhand der Lage der Trennflächen im Verhältnis zur Böschung unterscheiden. In den folgenden Abbildungen bildet ein durchgezogener Großkreis die Böschung (bö) ab, die anderen Großkreise zeigen die repräsentativen Trennflächenscharen (ss: Schichtung, k1: Kluftschar 1 usw.).

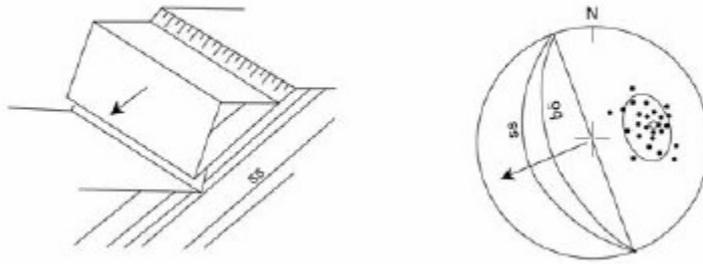
*Rotation:*



**Abb. 5** Rotationsgleiten im Gebirge und die Darstellung im Schmidtschen Netz (GENSKE, 2015)

Bei der Rotation sind keine Hauptklufrichtungen erkennbar, Großkreise für Trennflächen nicht konstruierbar. Die Verteilung der Polpunkte der Messergebnisse ist im gesamten Schmidtschen Netz gleichmäßig. Dieses Verhalten ist jedoch aufgrund des in den meisten Fällen vorhandenen spezifischen Trennflächengefüges untypisch für ein Gebirge, aber nicht unmöglich. Die Standsicherheit wird wie für einen Boden ermittelt und hier nicht weiter thematisiert.

*Zweidimensionales oder Ebenes Gleiten:*



**Abb. 6** Ebenes Gleiten und die Darstellung im Schmidtschen Netz (GENSKE, 2015)

Tritt Gleiten entlang einer Trennfläche ein, muss Folgendes erfüllt sein:

- Gleiche Einfallrichtung des Großkreises der Böschung und des Großkreises der als Gleitfläche dienenden Trennfläche ( $\pm 15^\circ$  bis  $20^\circ$ );
- Einfallwinkel der Gleitfläche ist flacher als die Böschung;
- unter der Voraussetzung, dass weder Kohäsion noch Kluftwasserdruck wirksam sind, muss der Reibungswinkel  $\varphi$  entlang der Gleitfläche kleiner als die Neigung der Gleitfläche  $\vartheta$  sein.

Mit dem Coulombschen Gesetz nach Abb. 7 und Gleichung (1) ermittelt sich die Sicherheit gegen ebenes Gleiten wie folgt:

$$\eta = \frac{R}{S} = \frac{N \cdot \tan \varphi}{T} = \frac{G \cdot \cos \vartheta \cdot \tan \varphi}{G \cdot \sin \vartheta} = \frac{\tan \varphi}{\tan \vartheta} > 1,0. \quad (1)$$

mit R – haltende Kräfte (resistance) (kN)

S – treibende Kräfte (stress) (kN)

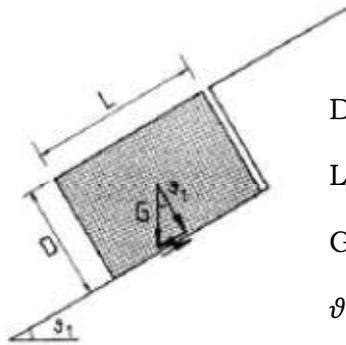
N – resultierende Kraft normal zur Gleitfläche (kN)

T – resultierende Kraft parallel zur Gleitfläche (kN)

G – Gewicht des abrutschenden Blockes (kN)

$\vartheta$  – Neigung der Gleitfläche ( $^\circ$ )

$\varphi$  – Reibungswinkel entlang der Gleitfläche ( $^\circ$ )



D – Mächtigkeit des abrutschenden Blocks

L – Länge des abrutschenden Blocks

G – Gewicht des abrutschenden Blocks

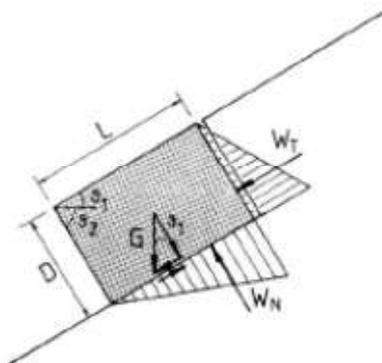
$\vartheta$  – Einfallen der Gleitfläche

**Abb. 7** Ebenes Gleiten ohne Kluftwasserdruck (TONDERA (Version 2015))

*Ebenes Gleiten mit Kluftwasserdruck:*

Der Kluftwasserdruck kann wesentlich zur Verminderung der Stabilität einer Böschung beitragen. Deswegen versagen stabilitätsgefährdete Böschungen und Hänge oft nach starken Regenfällen, da der Kluftwasserdruck dann das Grenzgleichgewicht überschritten hat.

In Abb. 8 ist der typische Fall zu sehen, wie sich nach anhaltenden Regenfällen ein Kluftwasserdruck in einer leicht geöffneten Fuge aufbaut und entlang einer möglichen Gleitfläche wieder abbaut. Der Gleitkörper selber wird als undurchlässig betrachtet.



$W_T$  – Kluftwasserdruck parallel zur Gleitfläche

$W_N$  – Kluftwasserdruck normal zur Gleitfläche

**Abb. 8** Kluftwasserdruck bei ebenem Gleiten (beide Trennflächen, in denen Kluftwasserdruck wirkt, stehen senkrecht aufeinander) (TONDERA (Version 2015))

Die Standsicherheit berechnet sich aus:

$$\eta = \frac{R}{S} = \frac{N \cdot \tan \varphi}{T} = \frac{(G_N - W_N) \cdot \tan \varphi}{G_T + W_T} = \frac{G_N - W_N}{G_T + W_T} \tan \vartheta_1 \frac{\tan \varphi}{\tan \vartheta_1} = \kappa \frac{\tan \varphi}{\tan \vartheta_1} = \kappa \cdot n_0. \quad (2)$$

$G_N$  – Gewichtskraft des abrutschenden Blockes normal zur Gleitfläche (kN)

$G_T$  – Gewichtskraft des abrutschenden Blockes parallel zur Gleitfläche (kN)

$W_N$  – Kluftwasserdruck normal zur Gleitfläche (kN)

$W_T$  – Kluftwasserdruck parallel zur Gleitfläche (kN)

$R$  – haltende Kräfte (resistance) (kN)

$S$  – treibende Kräfte (stress) (kN)

$N$  – resultierende Kraft normal zur Gleitfläche (kN)

$T$  – resultierende Kraft parallel zur Gleitfläche (kN)

$\varphi$  –Reibungswinkel entlang der Gleitfläche (°)

$\vartheta_1$  – Einfallen der Gleitfläche

$\kappa$  – Korrekturfaktor

$n_0$  – Sicherheitsfaktor im Lastfall Eigengewicht (trockene Böschung)

Der Kluftwasserdruck verursacht eine starke Verminderung der Standsicherheit (am Krafteck in Abb. 8 zu erkennen). Aus diesem Krafteck ergibt sich geometrisch ein Abminderungsfaktor  $\kappa$  (GENSKE, 1988).

Sobald  $\tan \vartheta > \kappa \tan \varphi$ , tritt Versagen ein.

Für  $\vartheta_1 + \vartheta_2 = 90^\circ$  folgt

$$\kappa = \frac{1 - \psi_1 \frac{\gamma_w}{\gamma_g} (1 - \psi_2)}{1 + \psi_1 \frac{\gamma_w d}{\gamma_g l \tan \vartheta}}. \quad (3)$$

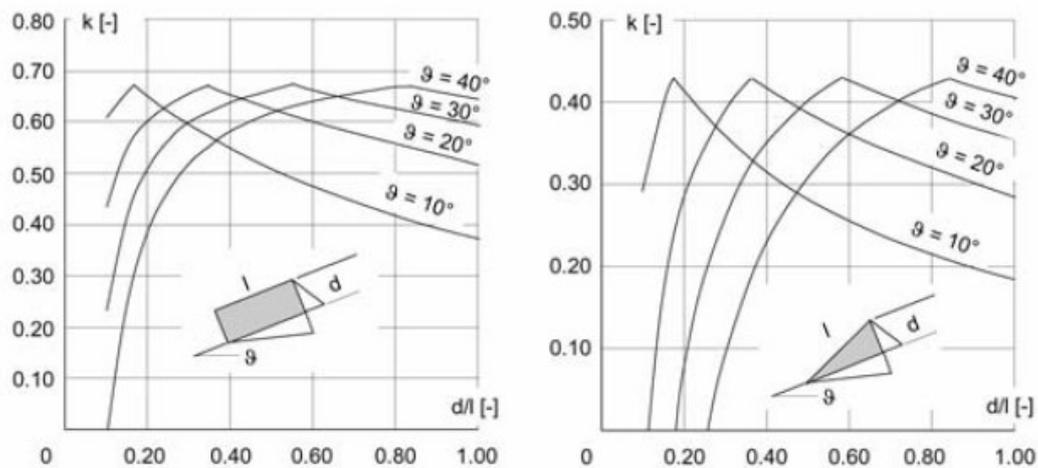
mit  $\kappa$  als Korrekturfaktor,  $\vartheta$  als Einfallen der Gleitfläche,  $\gamma_w$  und  $\gamma_g$  [kN/m<sup>3</sup>] als spezifische Wichten von Wasser und Gebirge,  $d$  und  $l$  [m] als Abmessungen des Gleitkörpers und

$\psi_1 = 0,5$  für rechteckige Gleitkörper bzw.  $\psi_1 = 1$  für keilförmige Gleitkörper;

sowie

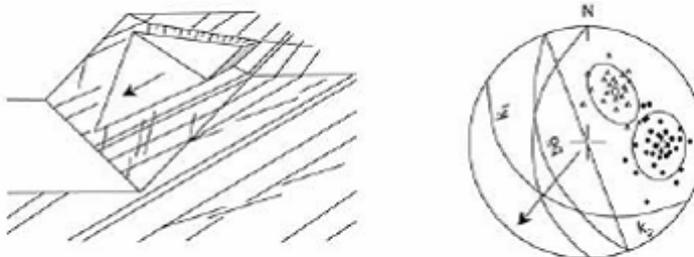
$$\psi_2 = 0 \text{ für } \frac{d}{l} > \tan \vartheta \text{ bzw. } \psi_2 = \frac{1}{2} \left( \frac{d}{l \tan \vartheta} - \frac{l}{d} \tan \vartheta \right) \text{ für } \frac{d}{l} < \tan \vartheta.$$

In Abb. 9 ist die Abhängigkeit des Korrekturfaktors vom Verhältnis  $d/l$  dargestellt, um auch für andere Klufwasserdruckverteilungen und Gleitkörpergeometrien den Abminderungsfaktor zu ermitteln.



**Abb. 9** Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Klufwasserdruckes bei ebenem Gleiten für einen rechtwinkligen und keilförmigen Gleitkörper (GENSKE, 2015)

*Dreidimensionales oder räumliches Gleiten:*



**Abb. 10** Räumliches Gleiten und die Darstellung im Schmidtschen Netz (GENSKE, 2015)

Gleitet ein Klufkörper entlang der Verschnittlinie zweier Trennflächen ab, so handelt es sich um räumliches Gleiten. Voraussetzungen hierfür sind:

- das Verschnittlinear zeigt aus der Böschung heraus;
- Abgleiten entlang beider Trennflächen ist gewährleistet (räumliches Problem);
- Überwinden der Scherfestigkeit an beiden Trennflächen.

Mit dem Verfahren von HOCKING (1976) wird festgestellt, ob es sich um räumliches oder ebenes Gleiten handelt:

- Befinden sich die Einfallrichtungen der Trennflächen, die das Verschnittlinear bilden, außerhalb des Bereiches zwischen der Einfallrichtung der Böschung und dem Verschnittlinear selbst, so findet das Abgleiten entlang beider Trennflächen – also räumliches Gleiten – statt.
- Wenn jedoch eine der beiden Einfallrichtungen der Trennflächen in diesen Bereich fällt, so rutscht der Gleitkörper nur entlang der Trennfläche ab, die in diesen Bereich fällt.

Um die Standsicherheit räumlicher Gleitkeile zu berechnen, bietet sich das Verfahren von HOEK (1973) an. Dieses Verfahren baut auf dem Lagenkugelkonzept auf und schließt somit an die kontinuierliche Bearbeitung der Felsböschung auf Basis des Schmidtschen Netzes an. Desweiteren werden verschiedene Lastfälle wie Kluftwasserdruck oder Kohäsion berücksichtigt.

Die Standsicherheit  $\eta$  eines räumlichen Gleitkeils ergibt sich demnach aus:

$$\eta = \eta_1 + \eta_2 = \left( F_a - \frac{\gamma_w}{2 \cdot \gamma_g} \cdot X \right) \cdot \tan \varphi_a + \left( F_b - \frac{\gamma_w}{2 \cdot \gamma_g} \cdot Y \right) \cdot \tan \varphi_b . \quad (4)$$

mit:

$$F_a = \frac{\cos \vartheta_a - \cos \vartheta_b \cdot \cos \omega_{ab}}{\sin \vartheta_5 \cdot \sin^2 \omega_{ab}} ; \quad F_b = \frac{\cos \vartheta_b - \cos \vartheta_a \cdot \cos \omega_{ab}}{\sin \vartheta_5 \cdot \sin^2 \omega_{ab}} ;$$

$$X = \frac{\sin \omega_{24}}{\sin \omega_{45} \cdot \cos \omega_{2a}} ; \quad Y = \frac{\sin \omega_{13}}{\sin \omega_{35} \cdot \cos \omega_{1b}} .$$

$\gamma_w$  – spezifische Wichte Wasser

$\gamma_g$  – spezifische Wichte Gebirge

$\varphi_{a,b}$  – Reibungswinkel

$\vartheta_{a,b}$  – Einfallen der Trennflächen A und B, die das Verschnittlinear bilden

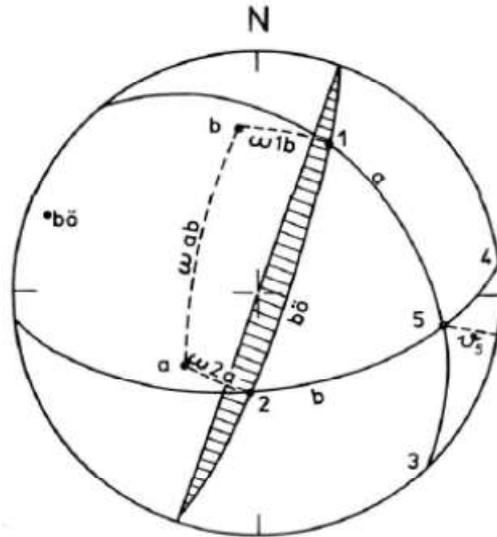
$\vartheta_5$  – Einfallen des Verschnittlineares

$a$  – Polpunkt der Trennfläche A

$b$  – Polpunkt der Trennfläche B

$\omega_{ab}$  – Winkel zwischen a und b. Dieser Winkel ist im Schmidtschen Netz ablesbar, indem die Oleate solange gedreht wird, bis sich die Polpunkte der Trennflächen a und b auf einem Großkreis befinden. Der Abstand zwischen a und b in Grad ist der Winkel  $\omega_{ab}$ .

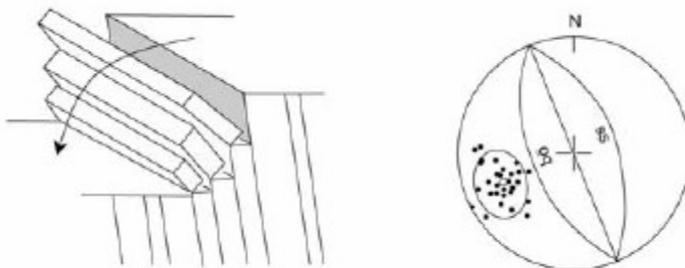
$\omega_{ij}$  – im Schmidtschen Netz abzulesende Winkel



**Abb. 11** Bestimmung der Sicherheit  $\eta$  gegen Abgleiten eines Felskeiles mit dem Verfahren von Hoek (1973) für den Lastfall Eigengewicht plus Kluftwasserdruck (TONDERA (Version 2015))

Für die Berechnungen des Lastfalls Kluftwasserdruck wird angenommen, dass dieser an den Wasserein- und austrittsstellen gleich Null sowie entlang des Verschnittlineares maximal ist, der größte Wasserdruck tritt auf halber Höhe auf, wobei der Gleitkörper selber als undurchlässig gilt. Somit entspricht dies für die Stabilitätsrechnung den ungünstigsten Vorgaben, demzufolge befindet sich der resultierende Sicherheitsfaktor auf der sicheren Seite.

*Kippen:*



**Abb. 12** Kippen und die Darstellung im Schmidtschen Netz (GENSKE, 2015)

Ein potentielles Kippproblem zeichnet sich im Schmidtschen Netz dadurch aus, dass der Großkreis der Böschung parallel dem Großkreis der Trennfläche streicht, die den Kippkörper bildet, aber in entgegengesetzter Richtung einfällt.

Dies tritt überwiegend in Festgesteinen mit steilstehenden Säulen oder Platten auf. Wird nur der Lastfall Eigengewicht betrachtet (ohne Kluftwasserdruck), kommt es zum Kippen, wenn der Eigengewichtsvektor aus der Aufstandfläche des potentiellen Kippkörpers herauszeigt. So entsteht um die talseitige Kante der Aufstandsfläche ein Moment, welches das Kippen auslöst. Ebenso muss zwischen den einzelnen Kluftkörpern die Scherfestigkeit überwunden werden, sodass es zu einem Gleiten entlang einer Trennfläche kommen kann. Große horizontale Bewegungen am Kopf und kleine Bewegungen am Fuß zeichnen diesen Versagensmechanismus aus. Auslöser sind z. B. Erosion, ein erhöhter Kluftwasserdruck oder ein Entfernen des Böschungsfußpunktes. Frühzeitige Erkennungsmerkmale sind Spannungsrisse an der Böschungsschulter, deren Ausbildung parallel zum Streichen der Schichten stattfindet. Aber erst wenn die Scherfestigkeit am Böschungsfuß überschritten wird, tritt Versagen ein. Somit stellt die Scherfestigkeit entlang der steilstehenden Trennflächen die entscheidende Größe zur Beurteilung der Standsicherheit dar (GENSKE, 2015).

Kippen tritt – geometrisch bedingt – dann ein, wenn

$$d/l < \tan \vartheta \text{ mit } \vartheta < \varphi. \quad (5)$$

Ein Gleiten des Gebirgsblockes (unter Eigengewicht), wenn

$$d/l > \tan \vartheta \text{ mit } \vartheta > \varphi. \quad (6)$$

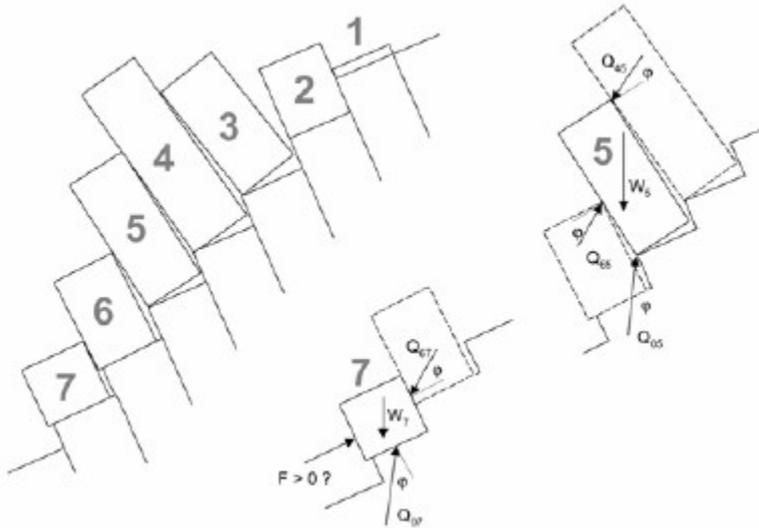
$d$  und  $l$  – Abmessungen des Gleitkörpers

$\vartheta$  – Einfallen der Gleitfläche

$\varphi$  – Reibungswinkel

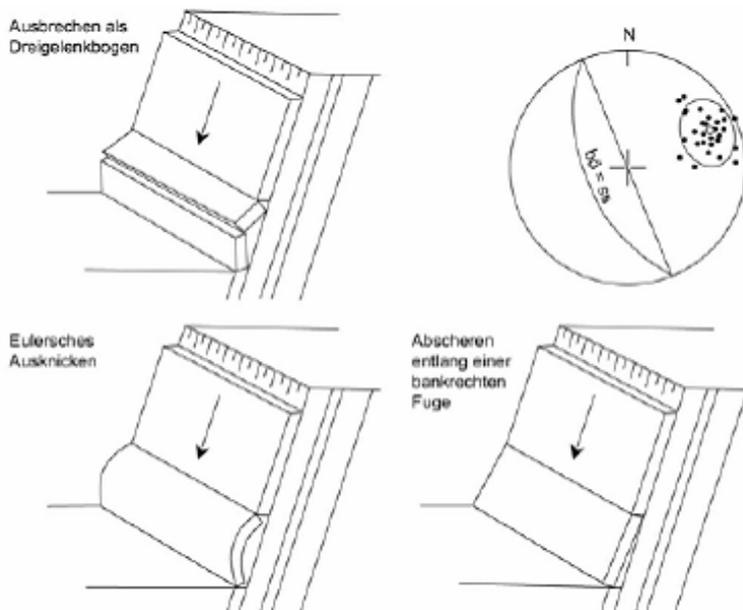
Allerdings gibt es hier keine allgemeingültige Sicherheitsformel. Der obere Bereich der Böschung bleibt stabil, im mittleren Bereich kippen die Blöcke, welche wiederum die Blöcke im unteren Bereich belasten, die dann abgleiten.

Durch Freischneiden der einzelnen Blöcke und Konstruktion der Kraftecke kann die Standsicherheit analysiert werden. Handelt es sich um eine Vielzahl von Kluftkörpern, so werden Algorithmen notwendig, wie nach GOODMAN & BRAY (1976). Hierbei erfolgt die Ermittlung des Kräftegleichgewichts an den einzelnen Blöcken hangabwärts. Schlussendlich muss der Nachweis für das Kräftegleichgewicht am Hangfuß erfolgen. Ist der unterste Block standsicher, so ist es auch die gesamte Böschung.



**Abb. 13** Stabile (1, 2), kippende (3 bis 5) und gleitende (6, 7) Blöcke in einer versagenden Böschung ohne Kluftwasserdruck (nach HOEK & BRAY, 1981). Kräfte am freigeschnittenen Kippkörper 5 und Gleitkörper 7. Bei  $F > 0$  versagt die Böschung. (GENSKE, 2015)

*Knicken und Abscheren:*



**Abb. 14** Ausbrechen, Ausknicken, Abscheren und die Darstellung im Schmidtschen Netz (GENSKE, 2015)

Knick- und Abscherprobleme sind typisch für steil geneigte Schichtbänke. Im Schmidtschen Netz entspricht der Großkreis der Böschung dem Großkreis der gefährdeten Bank.

CAVERS (1981) und GENKSE (1985) geben folgende Versagensmechanismen an:

- Zwei Kluftkörper brechen im Fußbereich der Böschung infolge des Eigengewichts des auflagernden Schichtpakets und des Kluftwasserdrucks aus. Das Versagen wird mit einem Dreigelenkbruch idealisiert (siehe Abb. 14 links oben);
- Im Fußbereich der Böschung kommt es zum Ausbeulen eines Kluftkörpers infolge des auflagernden Schichtpakets und des Kluftwasserdrucks. Auf Grundlage der Festigkeitslehre wird dies als Eulersches Knickproblem (EULER, 1744) interpretiert (siehe Abb. 14 links unten);
- Infolge des Kluftwasserdruckes schert im Fußbereich der Böschung eine bankrechte Fuge ab (siehe Abb. 14 rechts unten).

Alle drei Mechanismen lassen sich durch Freischneiden und Bilden des Kräftegleichgewichts lösen.

#### *Fallen:*

Steinschlag und Bergstürze werden ausgelöst durch destabilisierende Einflüsse. Dadurch werden die Materialeigenschaften und die Kräftebilanz verändert – Kluftkörper und -verbände lösen sich aus dem Gebirge und stürzen ins Tal. Im Fall vergrößert sich die kinetische Energie des Körpers, welche er beim Aufprall zum Teil am Einschlagsort abgibt, der andere Teil wird durch Eigendeformation und Selbstzerstörung aufgebraucht. Die elastischen Eigenschaften des Fallkörpers und der Aufprallstelle, die Fallhöhe und -masse sowie seine Integrität und Geometrie bestimmen, ob es sich um eine rollende oder springende Bewegung handelt bis die komplette Bewegungsenergie aufgebraucht ist. Die Bewegung einer Versturzmasse hängt somit von mehreren Faktoren ab, welche jedoch nur statistisch hinreichend beschreibbar sind. Demzufolge ist die Vorhersage der Sturzbahn, der Reichweite und des Arbeitssektors schwierig. Es sind entsprechende Programme vorhanden, die zu Parameterstudien dienen. Um genauere Ergebnisse für ein individuelles Problem zu bekommen, empfiehlt es sich mit einem Numerikprogramm wie PFC zu arbeiten, siehe hierzu Kapitel 11 Numerische Berechnungen.

## 5. Gebirgsklassifizierungen

Die Gebirgsklassifizierung stellt seit Jahrzehnten im Hohlraumbau eine maßgebliche Grundlage für die Ausschreibung, Kalkulation und die Abrechnung der Ausbruchs- und der Sicherungsarbeiten (PRINZ & STRAUSS, 2011). Hierbei werden jedoch weniger charakteristische Kennwerte betrachtet, als vielmehr das Gebirgsverhalten vor und nach dem Ausbruch (vereinfacht als Standfestigkeit bezeichnet). LAUFFER (1958) stellte in den Sechziger Jahren eine neue Gebirgsklassifizierung auf – mit Vortriebsklassen und Klassen der Standfestigkeit. Nachteilig war, dass die Standzeit in Abhängigkeit von der wirksamen Stützweite nur als Erfahrungswert einging, obwohl dies der wichtigste Parameter war.

1974 wurden von PACHER, RABEWICZ und GOLSER vier Hauptgruppen (für die Behinderung der Ausbruchsarbeiten) unterschieden:

- A: standfest (bis stark nachbrüchig);
  - B: gebräch (bis sehr gebräch);
  - C: druckhaft (bis stark druckhaft);
  - D: Sonderklassen;
- und sechs Gebirgsgüteklassen (I bis Va+b).

Basierend auf dieser Einteilung bildeten sich international zwei Systeme heraus:

- Quantitative Gebirgsklassifizierung mithilfe zahlreicher Gesteins- und Gebirgsparameter (BIENAWSKI, 1973/1976; BARTON et al., 1974/1994);
- Qualitative (beschreibende) Gebirgsklassifizierung.

In dieser Arbeit soll auf die quantitative Gebirgsklassifizierung eingegangen werden, da die qualitative eher für den Tunnelbau geeignet ist.

### Quantitative Gebirgsklassifizierung:

International werden quantitative Klassifizierungssysteme bevorzugt – hierbei wird das Gebirge anhand von Kennwerten wie Gesteinsfestigkeit, Kluftdichte, Kluftrauhigkeit usw. bewertet. Die zwei wichtigsten Systeme sind das RMR-System und das Q-System, daneben noch der GSI-Faktor.

#### *RMR-System:*

Beim RMR-System (Rock Mass Ratio) nach BIENAWSKI (1973/1976) fließen folgende Gebirgsparameter ein (Näheres ist Tab. 4 zu entnehmen.):

- Gesteinsfestigkeit;
- RQD-Index nach DEERE (1963);

- Kluftabstand;
- Kluftzustand (rau, glatt, gefüllt);
- Gebirgswasser (Zufluss, Kluftwasserdruck);
- Kluftorientierung (Streich- und Fallrichtung zur Tunnelachse und Vortriebsrichtung).

*BARTON ET AL. (1974):*

Bei diesem System wird die Gebirgsqualität  $Q$  (Rock Mass Quality) ebenso durch sechs Parameter ermittelt (s.d. BARTON & GRIMSTADT, 1994):

- RQD-Index nach DEERE (1963);
- Zahl der Kluftscharen  $J_n$ ;
- Zahl für Kluftrauigkeit  $J_r$ ;
- Zahl für die Ausbildung der Kluftflächen bzw. Kluftfüllung  $J_a$ ;
- Abminderungsfaktor für Gebirgswasser  $J_w$ ;
- Abminderungsfaktor für Gebirgsspannung SRF.

Aus obigen Parametern ergeben sich drei Gebirgsfaktoren:

$\frac{RQD}{J_n}$  Faktor für die Kluftkörpergröße;

$\frac{J_r}{J_a}$  Faktor für die Gebirgsscherfestigkeit (zwischen den Kluftkörper);

$\frac{J_w}{SRF}$  Faktor für den Gebirgsdruck;

und aus diesen eine Wertungszahl für die Gebirgsqualität  $Q$ :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (8)$$

mit

$Q < 1$  sehr schlechtes Gebirge;

$Q = 4 - 10$  mäßig gutes Gebirge;

$Q = 10 - 100$  gutes Gebirges;

$Q > 100$  sehr gutes Gebirge.

Näherungsweise ist es möglich, die Gebirgsqualität anhand der Kompressionswellengeschwindigkeit  $v_p$  von Schallwellensonden (Bohrlochseimik) abzuschätzen:

**Tab. 3** Zusammenhang Gebirgsqualität und Kompressionswellengeschwindigkeit

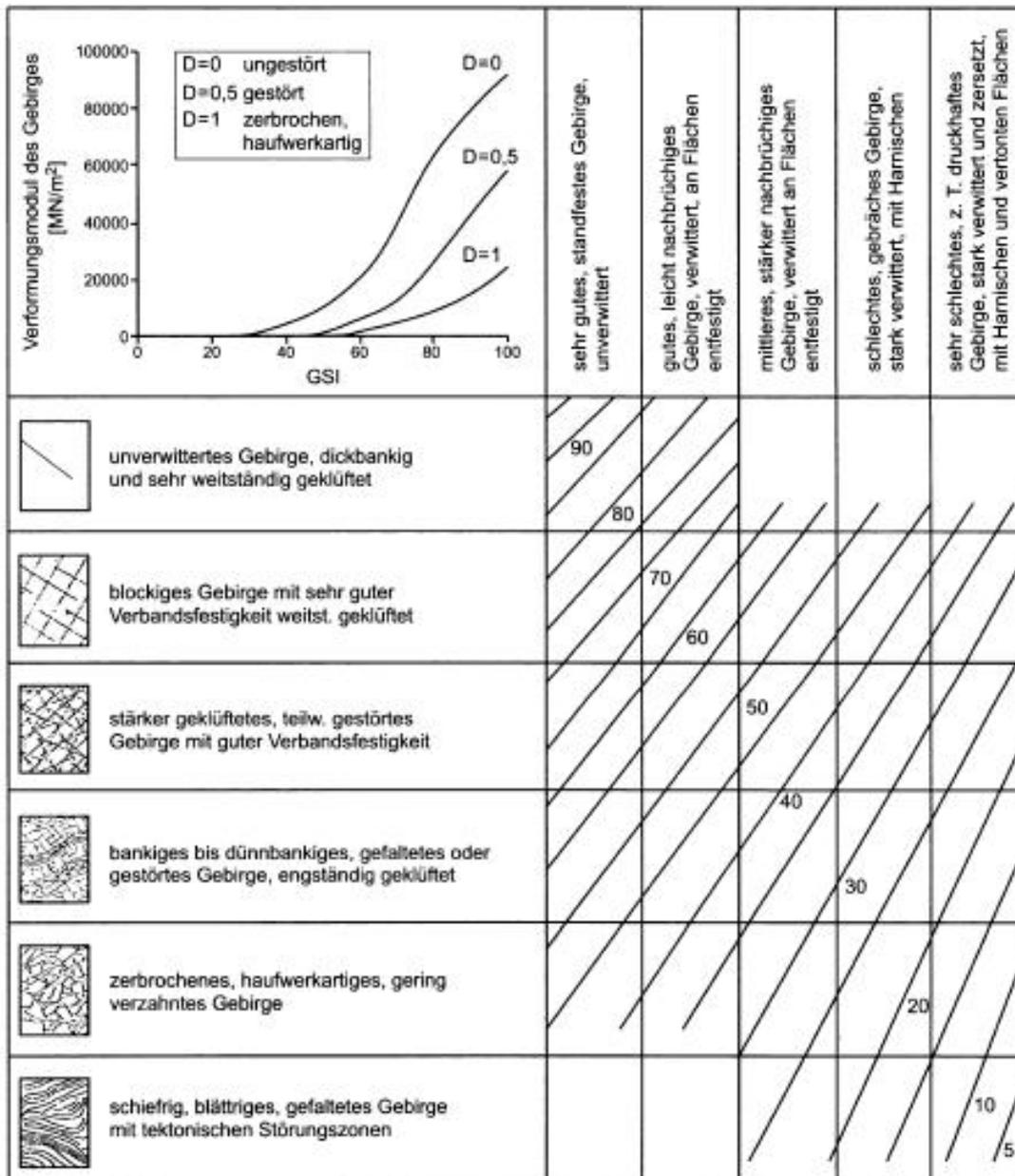
$v_p$ (m/s)	1500	2500	3500	4500	5500	6500
$Q$	0,01	0,1	1	10	100	1000

*GSI:*

Die Grundlage des GSI-Faktors (Geological Strength Index) von HOECK (1999) bilden rein geologische Faktoren wie die Klüftigkeit (Gebirgszerbrechung) und fünf Verwitterungsgrade. Der GSI-Faktor wird als Zahlenwert von 10 – 100 dargestellt (siehe Abb. 15). Die Einschätzung des Trennflächengefüges und dessen Bewertung ist von hoher Subjektivität geprägt.

Die abgeleiteten Verformungsmoduln aus den GSI-Werten gemäß Abb. 15 sind oftmals höher als die Erfahrungswerte.

Bei allen subjektiven Werten ist eine zahlenmäßige Belegung problembehaftet. Da kein einheitliches Klassifizierungssystem existiert, kann eine parallele Anwendung verschiedener Klassifizierungssysteme die Festlegung der Gebirgsklassen erleichtern (nach PRINZ & STRAUSS, 2011).



**Abb. 15** Klassifizierungsmerkmale für den GSI-Faktor von HOECK mit Diagramm zur Ermittlung der Verformungsmoduln (nach JOHN & REITER, 2007)

**Tab. 4** Klassifizierungsparameter  $l_1 - l_6$  und ihre Bewertung für den RMR-Gebirgskennwert nach BIENAWSKI (1973/76)

<b>Klassifikationsparameter und ihre Bewertung</b>									
<b>Parameter</b>			<b>Wertebereich</b>						
1	Ge- steins- festig- keit	Punkt-Last- Index ISRM (1972)	> 8 MN/m <sup>2</sup>	4 – 8 MN/m <sup>2</sup>	2 – 4 MN/m <sup>2</sup>	1 – 2 MN/m <sup>2</sup>	Für diesen niedrigen Be- reich wird der einaxiale Druckversuch vorgezogen.		
		Einaxiale Druck- festig- keit	> 200 MN/m <sup>2</sup>	100 – 200 MN/m <sup>2</sup>	50 – 100 MN/m <sup>2</sup>	25 – 50 MN/m <sup>2</sup>	10 – 25 MN/m <sup>2</sup>	3 – 10 MN/m <sup>2</sup>	1 – 3 MN/m <sup>2</sup>
	$l_1$	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD-Wert (nach Deere, 1963)		90 – 100%	75 – 90%	50 – 75%	25 – 50%	< 25%		
	$l_2$	20	17	13	8	3			
3	Kluftabstand		> 3 m	1 – 3 m	0,3 – 1 m	5 – 30 cm	< 5 cm		
	$l_3$	30	25	20	10	5			
4	Zustand der Klüfte		sehr raue Ober- flächen, nicht durchgehend, keine Kluftöffnung, harte Kluftwandung	leicht raue Oberflächen, Kluftöffnung < 1 mm, harte Kluftwandung	leicht raue Oberflächen, Kluftöffnung < 1 mm, weiche Kluftwandung	glatte Oberflä- chen oder Kluftfüllung < 5mm dick oder Kluftöffnungen 1 – 5 mm, durch- gehende Klüfte	weiche Kluftöffnung > 5 mm dick, oder Kluftöffnung > 5 mm, durchgehende Klüftung		
	$l_4$	25	20	12	6	0			

5	Gebirgs- wasser	Zufluss auf 10 m Tunnellänge	kein Zufluss		< 25 l/min	25 – 125 l/min	> 125 l/min
			oder		oder	oder	oder
		Verhältnis Kluftwasserdruck zur größten Hauptspannung	0		0 – 0,2	0,2 – 0,5	> 0,5
			oder		oder	oder	oder
		allg. Verhältnisse	vollständig trocken		feucht	Wasser unter niedrigem Druck	schwierige Gebirgswasser- probleme
$l_5$		10		7	4	0	
6	Streich- und Fallrichtung der Klüfte		sehr günstig	günstig	mäßig gut	ungünstig	sehr ungünstig
	$l_6$	Tunnel	0	-2	-5	-10	-12
		Gründungen	0	-2	-7	-15	-25
		Böschungen	0	-5	-25	-50	-60
<b>Bestimmung der Gebirgsklasse</b>							
$\sum l_6 = l_1 + \dots + l_6$		81 – 100	61 – 80	41 – 60	21 – 40	< 20	
Klasse		I	II	III	IV	V	
Beschreibung		sehr guter Fels	guter Fels	mäßig guter Fels	schlechter Fels	sehr schlechter Fels	

## 6. Methoden um Hangbewegung zu beurteilen

Für die Beurteilung einer Hangbewegung ist es zunächst unerlässlich, die Ursache zu klären. Dafür muss das Gelände kartiert und ingenieurgeologisch untersucht werden. Im Anschluss erfolgt die Herleitung eines mechanischen Modells und das Kräftegleichgewicht wird betrachtet.

Zu den wichtigsten Ursachen einer Hangbewegung zählen:

- Änderung der hydraulischen Verhältnisse in der Böschung (z. B. ausgelöst durch heftige Regenfälle oder eine Veränderung des Bergwasserspiegels): Aufgrund des Poren- und Kluftwasserdruckanstiegs kommt es zu einer Reduktion der effektiven Spannungen und die Scherfestigkeit potentieller Gleitflächen sinkt;
- Eingriff in die Böschungsgeometrie (z. B. Erosion des Hangfußes oder anthropogener Einfluss wie Abbau von Rohstoffen oder Hanganschnitt aufgrund von Baumaßnahmen);
- Festigkeitsreduktion des Gebirges infolge Verwitterung oder Durchfeuchtung;
- Dynamische Einwirkungen (Erdbeben oder Sprengungen);
- Belastung der Böschungskrone (Bauwerke oder Aufschüttungen);
- Expansionsdrücke aus quellfähigen Mineralien, Eisdrücke etc. (GENSKE, 2015).

Folgende Aspekte sollten bei der Kartierung beachtet werden:

- Vorauswertung des Gebiets auf Basis verfügbarer Karten (topographisch, historisch, geologisch, hydrogeologisch);
- Auswertung von aktuellen und alten Luftbildern, dadurch ist die Rekonstruktion von Reliefänderungen möglich;

Hinweise für bereits stattgefundene Hangbewegungen:

- Abrisskanten, Stauchwälle, Kippzonen;

Hinweise für potentielle Rutschungsbereiche:

- Steilhänge, Zugrisse, Wuchsstörungen bei Bäumen, Vernässungszonen.

*Geomorphologische Ansprache:*

Unregelmäßigkeiten in den Landformen werden identifiziert und für Hangbewegungen typische Auffälligkeiten kartiert wie Abrisszonen, Längs- und Querspalten, Sackungszonen, Akkumulationszonen, Aufpressungen und Frontwälle. Zonen im Ge-

birgsbereich, in denen verstärkt Steinschlag auftritt, sind zu kennzeichnen. Besonders von Bedeutung sind Zugrisse im mutmaßlichen Kronenbereich der Hangbewegung, welche senkrecht zur Beanspruchung öffnen und demzufolge die Bewegungsrichtung des Hanges vorgeben.

#### *Bodenansprache:*

In die Kartierung werden besonders verformungswillige Böden wie Tone oder Schluffe aufgenommen. Die Entnahme von Bodenproben erfolgt, um die Bodenart zu bestimmen und die Festigkeits- und Verformungseigenschaften zu prüfen, speziell für Schichten, die an der Hangbewegung beteiligt waren oder sich an zukünftigen Bewegungen beteiligen könnten. Schürfe werden angelegt und die Sensitivitätsprüfung von Tonlagen mit der Handflügelsonde wird durchgeführt.

#### *Gebirgsansprache:*

Die Ansprache erfolgt stratigraphisch und petrographisch, das Trennflächengefüge wird aufgenommen und in der Lagenkugel dargestellt. Besonderes Augenmerk wird auf Trennflächen und Störungszonen gelegt, welche Hangbewegungen initiieren könnten. Anzeichen für fossile Gleitflächen sind zu dokumentieren. Ist die Rutschung schon passiert, so lässt sich evtl. durch genaue Kartierung des Rutschkörpers auf die Scherfestigkeit der Gleitfläche rückrechnen.

#### *Hydrogeologische Ansprache:*

In die Kartierung fließen wasserführende Horizonte, Wasserläufe, Quellen, Tümpel und durch Staunässe gekennzeichnete Zonen ein, zudem die Abschätzung der Durchlässigkeiten von Boden- und Gebirgsschichten.

#### *Biologische Ansprache:*

Die Kartierung wird für boden-, grundwasser- und reliefkennzeichnende Pflanzen durchgeführt. Bestimmte Pflanzen zeigen wasserführende Grenzhorizonte, welche von schwerdurchlässigen bindigen Schichten unterlagert sind, auf denen ein Hangabrutsch erfolgen könnte. Wasserliebende Pflanzen kennzeichnen Verwerfungszonen. Bäume sind Zeugen für Reliefbewegungen, da sie nach einer Schiefelage vertikal weiterwachsen. Ein Knick gibt Hinweise auf eine plötzliche Hangbewegung, ein bananenförmiger Wuchs auf eine allmähliche Hangbewegung, so lässt sich eine ungefähre Datierung erstellen.

*Anthropogene Ansprache:*

Bei Hangbewegungen verschieben und verkippen sich Wege, Straßen, Zäune, Mauern, Brunnen und Masten. Ebenso können Kanäle brechen, Leitungen reißen und in Bauwerken Risse auftreten. All dies ist in der Karte einzutragen (GENSKE, 2015). In dieser Diplomarbeit wird desweiteren nur auf den Punkt der Gebirgsansprache eingegangen, da es sich um vertikale Felswände handelt.

## **7. Methodik zur Ermittlung von Felssturzgefährdungen**

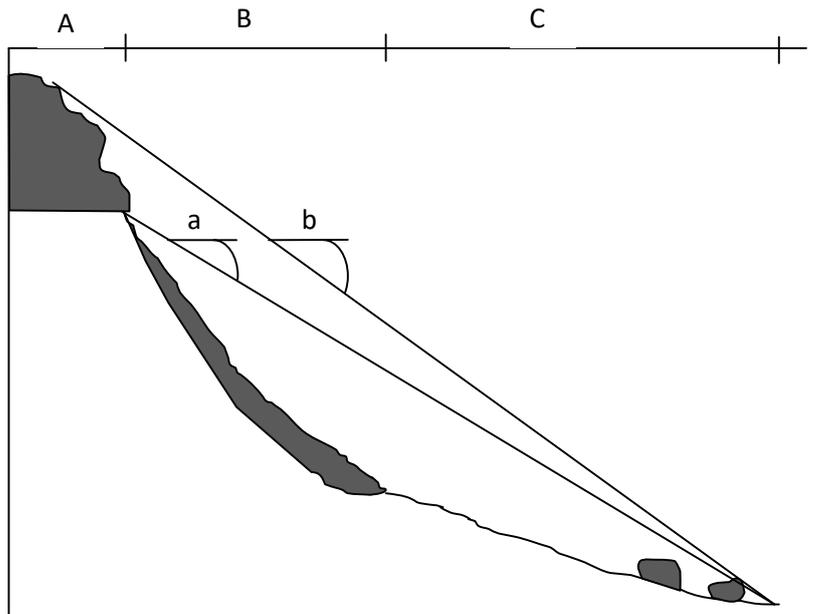
Um die mögliche Gefährdung abschätzen zu können, welche von Felsstürzen ausgeht, haben sich mehrere Methoden entwickelt, von denen jedoch nicht jede universal anwendbar ist. Zum Beispiel werden die Felssturzfrequenz und der jeweilige Zeitpunkt analysiert. Hierfür sind allerdings eine große Anzahl an historischen Daten und lange Beobachtungszeiträume von Nöten (ALEOTTI & CHOWDHURY, 1999). Somit ist diese Methode im hier vorliegenden Fall nicht geeignet.

Ein weiteres empirisches Modell zur Bestimmung von Auslauflängen bieten HEIM (1932) und EVANS & HUNGR (1993), welches im Folgenden angewendet wird.

Auch die Numerik bietet eine Vielzahl an Felssturzsimulationen, weshalb in dieser Arbeit das Programm PFC (Particle Flow Code) von Itasca verwendet wird.

### Empirische Methodik nach HEIM und EVANS & HUNGR (1993)

Grundlage empirischer Felssturzmodelle ist die Tatsache, dass topographische Faktoren Einfluss auf die Auslauflängen von Felsstürzen haben. Die Beschreibung der absoluten Reichweite eines Felssturzes geschieht mit Angabe des zurückgelegten Höhenunterschiedes und der zurückgelegten Strecke. HEIM erstellte 1932 ein Vorgehen um die Fahrböschung zu beschreiben (COROMINAS, 1996). Der Winkel, der eine gedachte Linie zwischen dem Gipfel der Abrisszone und dem äußeren Rand der Felsablagerungen mit der Horizontalen bildet, wird Fahrböschung genannt. Ursprünglich war dies zur Beschreibung von Bergstürzen gedacht, eine Anwendung auf Felsstürze ist jedoch problemlos möglich. Voraussetzung für dieses Vorgehen ist das Wissen, um die genaue Lage der Abbruchkante, welche aber nicht bei jedem Felssturz bekannt ist. Hierfür haben EVANS & HUNGR (1993) als Alternative den „shadow angle“ entwickelt, wie in Abb. 16 dargestellt. Dies ist der Winkel zwischen der Verbindungslinie vom Fuß der Abrisszone und dem äußeren Rand der Felssturzablagerung mit einer Horizontalen.



**Abb. 16** Schematische Zeichnung (a – shadow angle, b – Fahrböschung, A – Abrisszone, B – Schutthang, C – shadow nach EVANS & HUNGR) (nach BRAUN, 2008)

Mithilfe dieser zwei Größen ist eine Berechnung der Auslauflängen von Felsstürzen bei bestimmten topographischen Vorgaben möglich. Nach Bestimmung des „minimum shadow angle“ (der kleinste in einem Gebiet auftretende „shadow angle“) kann die maximale Reichweite eines Sturzes abgeschätzt werden, innerhalb derer ein Stillstand aller Felsstürze eintritt. Eine Empfehlung für diesen Wert geben EVANS & HUNGR mit  $27,5^\circ$  vor, welcher auf ihren Beobachtungen an 16 Felsstürzen basiert.

#### Anwendung auf das Arbeitsgebiet:

Um die Auslauflängen von Felsstürzen im Arbeitsgebiet abschätzen zu können, wird folgende Winkelbeziehung angewandt:

$$\tan \beta = \frac{\text{Gegenkathete}}{\text{Ankathet}} = \frac{\text{Höhendifferenz } H}{\text{Auslauflänge } L} \quad (8)$$

Hierbei ist H die Differenz der Höhe der Abbruchkante (m ü. NN) und der Höhe des Ablagerungspunktes des Felsblockes (m ü. NN) und L die Auslauflänge des Blockes in m.

Während der Feldarbeit sind keine neuen Felsstürze aufgetreten. Mit der Annahme, dass der „shadow angle“ mindestens  $27,5^\circ$  beträgt und einer Wandhöhe von 30 m, ergäbe sich eine Auslauflänge von etwa 57,7 m. Da die Schaarwände sehr nah an der Kirnitzschalstraße positioniert sind, wäre ein Gebiet, was weit über die Straße hinausreicht, betroffen.

## **8. Leitfaden für landespflegerische Fachbeiträge bei Felssicherungen**

Der Leitfaden des hessischen Straßen- und Verkehrsmanagers soll als Maßstab für eine möglichst standardisierte Herangehensweise zur Erstellung landespflegerischer Fachbeiträge dienen (nach HESSEN MOBIL, 2017).

### *Geotechnische Gefährdungsabschätzung:*

Eine generelle Vermeidung von Gefährdungen durch Steinschlag und Felsstürze an Straßen ist nicht möglich, weil der Ökonomie wegen steile Böschungen im Straßenrandbereich erforderlich sind. Im Falle eines Neubaus werden solche Gefährdungen durch Fels schon im Planungsstadium durch entsprechende Schutzsysteme beachtet. Bei schon bestehenden Straßen treten viele Felsböschungen ohne Schutzeinrichtungen auf, sodass es trotz regelmäßiger Wartung und Kontrolle zu verkehrgefährdenden Ereignissen kommen kann. Durch geeignete Maßnahmen lässt sich das Gefährdungspotential verringern. Eine dieser Maßnahmen ist die Gefährdungsbeurteilung der Felsböschungen, wobei die Beurteilung und Bewertung nach einheitlichen Kriterien erfolgt. Nach der Auswertung ist eine Einteilung in Gefährdungsklassen gegeben, anhand derer eine der Gefährdung angepasste und optimierte Vorgehensweise ermöglicht wird.

### *Verfahren zur Festlegung von Gefährdungsklassen:*

Hessen Mobil (Dezernat BA3) erstellte ein Formblatt „Zuordnung von Felsböschungen“ (siehe Abb. 17), welches folgende Parameter erfasst:

- Höhe der Böschung/Felshang;
- Nähe zur Straße;
- Steilheit der Böschung/Überhänge;
- Größe der Klufkörper;
- Öffnungsweite und Neigung der Trennflächen;
- Verwitterungsgrad;
- Wasserführende Schichten;
- Frostwechsel und Niederschläge;
- Höhe und Art des Bewuchses.

Jedem der o.g. geotechnischen Parameter wird eine Punktzahl von 0 bis 3 zugeteilt. Die Gesamtpunktzahl bestimmt die Zuordnung in einer der Gefährdungsklassen (von 1 bis 3, wobei 3 der höchsten Gefährdungsstufe entspricht).

### *Umgang mit Felshängen aus geologischer Sicht:*

Die Einstufung in Gefährdungsklassen gibt eine auf die Gefährdung ausgerichtete Verfahrungsweise vor. Zu der regelmäßigen Beobachtung im Rahmen der Streckenkontrolle nach visuellen Auffälligkeiten erfolgt eine jährliche Besichtigung der Klassen 2 und 3 durch geschultes Personal. Die Ausführung dieser Besichtigungen fällt im Regelfall auf das Ende der Frostperiode, zugleich können notwendige Wartungsarbeiten ausgeführt werden. Für die Klasse 3 sollte jedes dritte Jahr eine zusätzliche Begutachtung erfolgen. Zudem sollte auch eine Untersuchung und Beurteilung der bestehenden Felssicherungen stattfinden.

### *Geotechnische Maßnahmen:*

Auf Basis der Besichtigungen der Felshänge lassen sich Maßnahmen zur Gewährleistung der Verkehrssicherheit gezielt und fachgerecht ableiten. Neben gefährdungsmindernden Sofortmaßnahmen (z. B. ausgelöst durch extreme Witterungsbedingungen), können vorbeugende Schutzmaßnahmen geplant und baulich umgesetzt werden, wie Felssicherungen mit Ankern, Dübeln und/oder Felsnetzen, Zäunen sowie Felsräumungen und Gehölzrückschnitte. Alle Maßnahmen stehen im Spannungsfeld zwischen Verkehrssicherungspflicht und Naturschutz. Besonders bei Felssicherungen sind die drei Säulen der Nachhaltigkeit (Ökonomie, Ökologie und Soziales) betroffen. Vom wirtschaftlichen Aspekt her sollten neben den Investitionskosten auch die Folgekosten bei der Instandhaltung der technischen Sicherungssysteme beachtet werden. Da es sich bei den Felshängen oftmals um naturschutzfachlich sensible Bereiche handelt, sollte die Natur und Landschaft so wenig wie möglich beeinträchtigt werden.

Gehölzrückschnitte zählen zu den vorbeugenden Maßnahmen – hiermit kann Wurzelspaltung verhindert werden.

Region:		Straße:	Seite:	VNK:		von:					
Straßenmeisterei:				NNK:		bis:					
Zuordnung von Felsböschungen											
Beurteilungscharakteristika		Bewertung									
		Stufen				Punkte					
Geometrie	maximale Höhe	0 bis ≤ 3 m		0							
		> 3 bis ≤ 6 m		1							
		> 6 bis ≤ 12 m		2							
		> 12 m		3							
	geringster Abstand zwischen Böschungsfuss und Straßenrand	> 5 m		0							
		> 4 bis ≤ 5 m		1							
		> 3 bis ≤ 4 m		2							
	maximale Neigung	≤ 3 m		3							
		0 bis < 30°		0							
		≥ 30° bis < 45°		1							
		≥ 45° bis < 60°		2							
	Böschungsoberfläche	≥ 60°		3							
		eben		0							
		uneben		1							
mit Vorsprüngen		2									
		mit Vorsprüngen und Überhängen		3							
Hydrologie	Wasserführung (Die höchste erreichte Punktzahl ist zu bewerten.)	Zeit		Ort		Menge		Verteilung			
		keine Wasserführung						0			
		selten		an einer Stelle		feucht		flächig ablaufend		1	
		periodisch		an mehreren Stellen		tropfend		an Rinnen ablaufend		2	
		ständig		überall		fließend		konzentriert ablaufend		3	
Biologie	Bewuchs	vollflächig festigend bewachsen						0			
		ohne Bewuchs						1			
		Sträucher und/oder einzelne Bäume						2			
		starker entfestigender Baum und Strauchbewuchs						3			
Geologie	Entfestigung	keine Entfestigung						0			
		angewittert						1			
		verwittert und teilweise entfestigt						2			
		vollständig entfestigt						3			
	Neigung der ungünstigsten Trennflächen			keine Trennflächen		0					
				1 Trennflächen hangeinwärts fallend		1					
				2 Trennflächen horizontal		2					
			3 Trennflächen hangauswärts fallend		3						
	Kluftdichte	nicht klüftig (weniger als 1 Kluft/m)						0			
		schwach klüftig (1- 3 Klüfte/m)						1			
klüftig (3 - 5 Klüfte/m)						2					
stark klüftig (mehr als 5 Klüfte/m)						3					
Vorschlag für die Einstufung	Summe der Punkte		<b>Gefährdungsklasse</b>								
	0 - 10		1								
	11 - 16		2								
		15 - 27		3							
Bemerkungen:											
Datum:		Unterschrift									

**Abb. 17** Formblatt „Zuordnung von Felsböschungen“ zur Ermittlung der Gefährdungsklassen anhand geologischer Parameter (HESSEN MOBIL, 2017)

## **9. Maßnahmen zur Stabilisierung und Sanierung**

Es gibt zwei Strategien der Hangbewegungsgefahr zu begegnen:

- passiv: Vermeidung von Schäden;
- aktiv: Stabilisierung des rutschgefährdeten Hanges.

### **9.1. Passive Maßnahmen**

#### 9.1.1. Zonierung

Da sich bestimmte Böschungsbereiche nur mit großem Aufwand stabilisieren lassen, werden basierend auf ingenieurgeologischen Untersuchungen Homogenbereiche abgegrenzt, die als gefährdet, bedingt gefährdet und ungefährdet beschrieben wurden. In den gefährdeten Bereichen sollte keine Bebauung oder Entwicklung erfolgen, viel mehr ist es empfehlenswert diese als Naturschutzzonen mit ökologischen Funktionen auszuweisen.

#### 9.1.2. Monitoring

Mit verschiedenen Methoden (je nach Art der zu erwartenden Hangbewegung) lässt sich ein als gefährdet beurteilter Hangbereich beobachten (GENSKE, 2015):

- Luftbilder für einen Gesamteindruck des Gefährdungsbereichs und zur Bestimmung der relativen Verschiebung von Messpunkten aus Luftbilderserien;
- regelmäßige terrestrische Vermessung von Mess- und Fluchtlinien zu Aussagen über die Art und Dynamik der Hangbewegung;
- Bohrungen, um die Neigungsänderung und Verschiebungen quer zur Bohrlochachse mit Inklinometern, Deflektometern und Extensiometern zu messen;
- Dokumentation der Steinschlaghäufigkeit (als Vorankündigung für größere Hangbewegungen);
- spezielle Messanordnungen zur Überwachung der spezifischen Elemente einer Hangbewegung (z. B. regelmäßige Überprüfung der Öffnungsweite einer Gebirgsfuge oberhalb eines rutschungsgefährdeten Hangbereichs).

### 9.1.3. Protektion

Zur Schadensverhinderung können präventiv Schutzmaßnahmen ergriffen werden, welche die Sturzmassen lenken und folglich deren Wirkung dämpfen:

- Passive Schutzbauwerke wie Steinschlaggalerien oder bergseitige Wälle dienen zwar nicht zur Verhinderung von Steinschlag, aber zur Abschwächung der Wirkung;
- Sicherheits- und Ausrollzonen kontrollieren die Schäden der Versturzmassen, wie ein locker aufgeschüttetes Sandbett der Dämpfung und der Aufnahme der Sturzenenergie dient;
- Konstruktion von Leit- und Kanalisierungssysteme zur Vorbeiführung der Schuttströme an schützenswerten Zonen;
- Steinschlagnetze und Fangzäune (zu beachten ist, dass keine Ansammlung von Versturzkörpern im Fußbereich des Netzes geschieht und dieses dann durch das Eigengewicht ins Tal gezogen wird);
- Bäume (ähnliche Wirkung wie Fangzäune).

### 9.1.4. Warnung

In gefährdeten Bereichen ist vor der Gefahr einer Hangbewegung zu warnen (Warnschilder), für besonders problematische Bereiche ist eine Einzäunung ratsam.

## **9.2. Aktive Maßnahmen**

### 9.2.1. Drainage

Bergwasser gilt als Hauptursache einer Hangbewegung, da der Porenwasserdruck die effektiven Spannungen im Boden verringert. Die Aktivierung der Scherkräfte ist somit nur begrenzt möglich, in Extremfällen kommt es zum völligen Ausfall des Reibungswiderstandes. Ähnlich wirkt der Kluftwasserdruck im Gebirge. Für eine aktive Stabilisierung ist die Drainage eine sinnvolle Maßnahme. In den Eintrittsstellen am oberen Hangbereich wird das Bergwasser durch Oberflächendrainage abgefangen. Im Hang selbst wird dies durch Entwässerungsgräben, -bohrungen und -stollen realisiert. Zu beachten hierbei ist, dass Entwässerungsgräben im Fuß- und Hangbereich nicht parallel des Hangstreichens errichtet werden, da sonst eine Rutschung ausgelöst werden könnte. Entwässerungsbohrungen werden in Entwässerungsrichtung geneigt in den Hang eingebracht. Hangentwässerung stellt oftmals nur einen Teil der aktiven Stabilisierungsmaßnahmen dar. Die Funktionsfähigkeit

der Entwässerung ist stets zu gewährleisten (GENSKE, 2015). Gefrorene Drainagebohrungen können zu einem Aufstau des Bergwassers führen.

### 9.2.2. Reliefanpassung

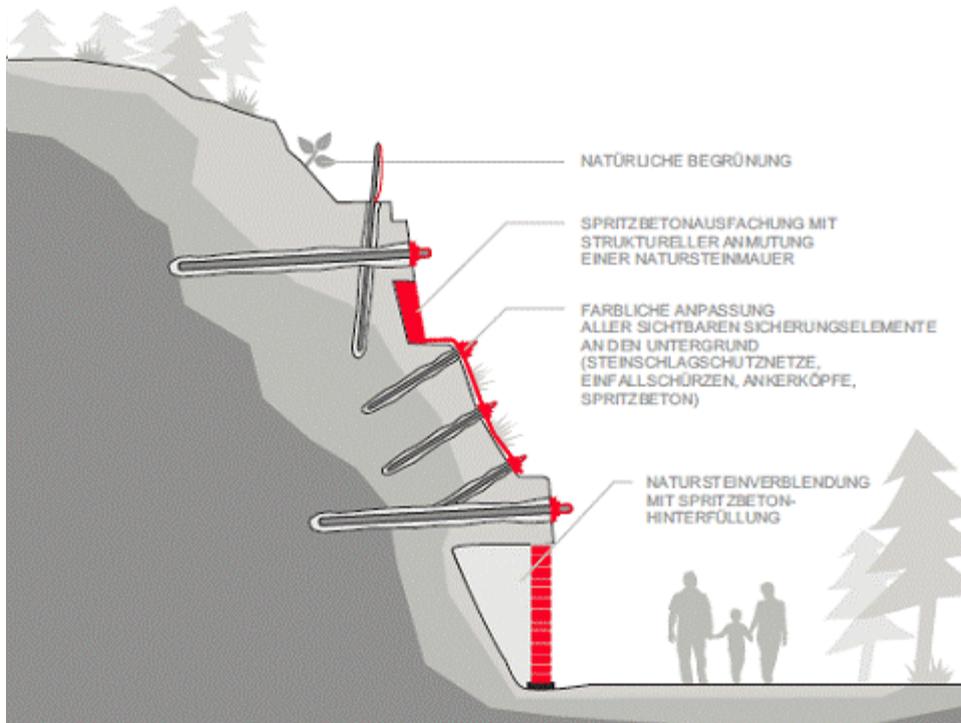
Eine Reliefänderung bewirkt eine Änderung des Kräftegleichgewichts im Krafteck. So lassen sich Rutschkörper durch Vorschüttung im Fußbereich, Abtragung der Böschungskrone oder Verflachung der Böschungsneigung stabilisieren. Im Fels wird akute Felssturzgefahr oftmals durch kontrollierte Sprengung instabiler Bereiche bekämpft – passive Sicherungsvorkehrungen im Talbereich sind erforderlich.

### 9.2.3. Geometrische Anpassung

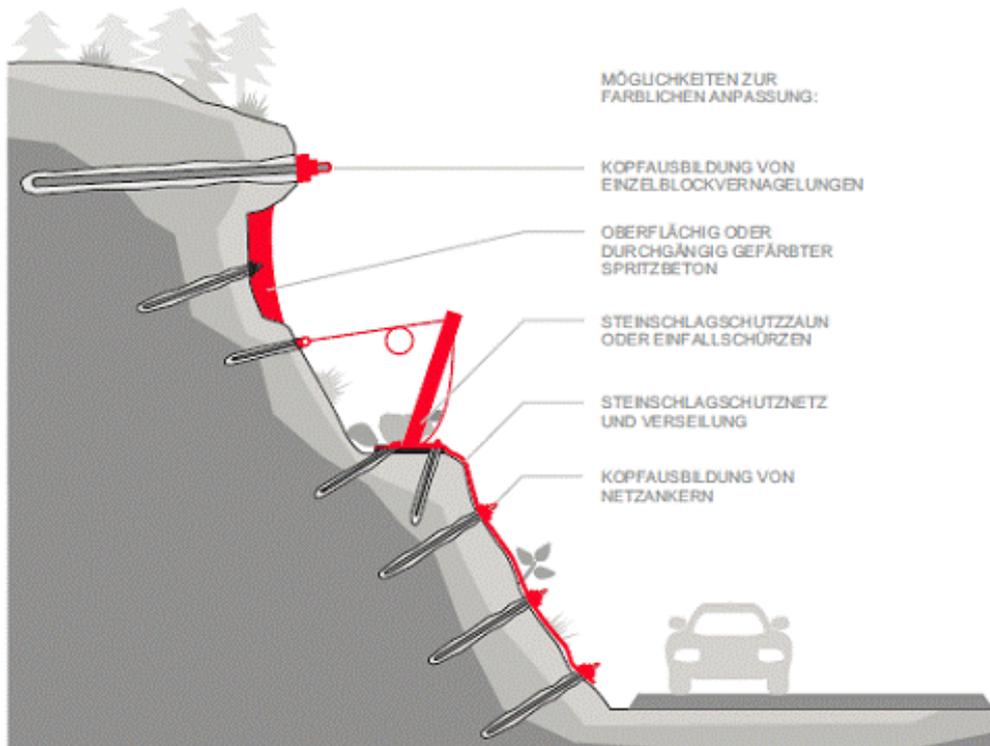
Am einfachsten ist es, die Geometrie einer Felsböschung an das vorliegende Trennflächengefüge anzupassen. Im Schmidtschen Netz erkennbaren Versagensmechanismen wird zugeordnet, indem gefährdete Gebirgspartien gezielt und schonend abgetragen werden. Wenn möglich, sollte die Böschungsneigung der Neigung der Schichtflächen entsprechen, um zu vermeiden, dass der Großkreis der Schichtflächen aus der Böschung herausragt und eine Rutschung kinematisch möglich wäre.

### 9.2.4. Konstruktive Maßnahmen

Dies sind Installationen und Ingenieurbauwerke zur Böschungsstabilisierung. Hierzu zählen Stützwände wie Schwergewichts- und Winkelstützmauern, welche jedoch erheblich in das Landschaftsbild eingreifen. Steinsetzkästen (Gabbionen) sind wesentlich flexibler und ermöglichen zudem eine Beobachtung der sich bewegenden Bereiche. Stabilisation wird auch durch Verankerung erzeugt. Gespannte Gebirgsanker bewirken eine Erhöhung der Normalspannung in potentiellen Gleitflächen und damit direkt eine Erhöhung der Scherfestigkeit (GENSKE, 2015). Die Orientierung der Anker wird der Trennflächenorientierung (laut Schmidtschen Netz) angepasst. Häufig wird die Verankerung mit Spritzbeton kombiniert und mit Baustahlgewebe armiert. Um in die Optik der Landschaft nicht zu sehr einzugreifen, ist es möglich die Sicherungselemente einzufärben oder auf naturnahe Bauweise zurückzugreifen wie in Abb. 18 und Abb. 19 dargestellt.



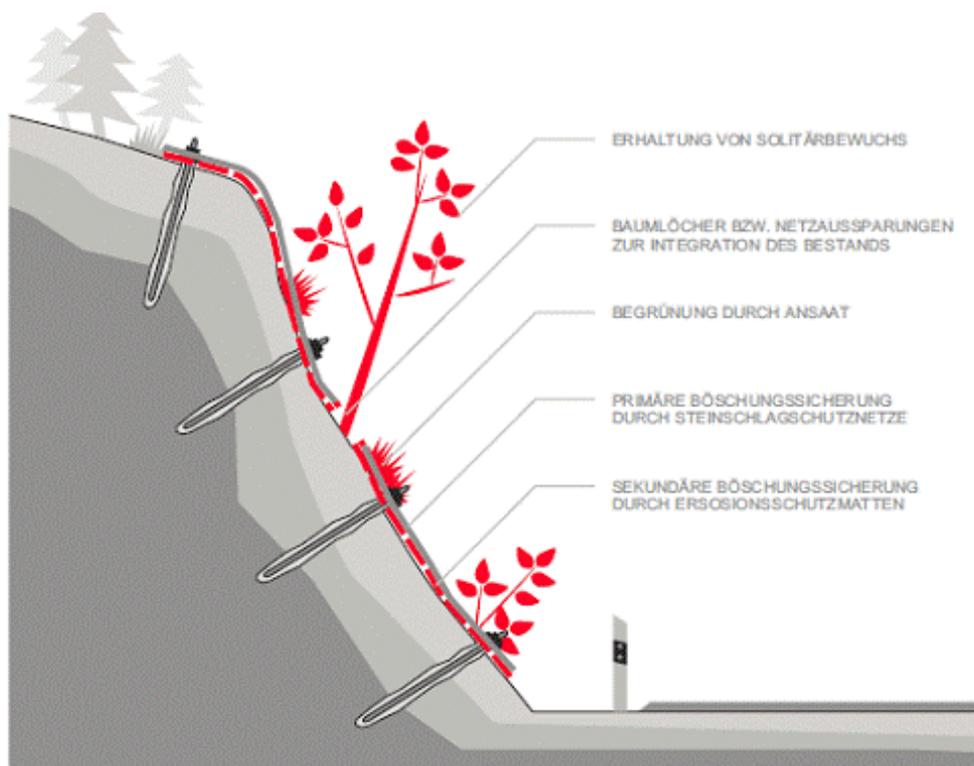
**Abb. 18** Kombination von Sicherungselementen mit natürlicher Anmutung (JÄHNIG GMBH, 2015)



**Abb. 19** Kombination verschiedener gefärbter Sicherungssysteme (JÄHNIG GMBH, 2015)

### 9.2.5. Lebendverbau

Böschungsvegetation trägt wesentlich zur Stabilisierung bei. Das Wurzelsystem verfestigt den Boden, welcher nun Zugspannungen aufnehmen kann. Erosionshemmung findet durch das Wurzelwerk statt. Oberflächen- und Sickerwasser wird von den Pflanzen aufgesogen und verringert Strömungs- und Bergwasserdrücke. Weitere Vorteile sind Umweltverträglichkeit, ansprechende Ästhetik und dass bei fachgerechter Ausführung nach einigen Jahren kaum noch Folgekosten für Pflege und Überwachung entstehen, da es sich um ein selbstregulierendes System handelt. Zu beachten ist allerdings, dass Wurzeln auch den Boden auflockern können und das Eigengewicht der Pflanzen in Kombination mit Windkräften zur Destabilisierung führen kann (siehe hierzu auch FRANZ, 2019). Umso wichtiger sind deswegen die richtige Wahl der Vegetationsart, die artgerechte Vorbereitung des Hangs und der Pflanzzeitpunkt (GENSKE, 2015).



**Abb. 20** Natürliche Begrünung als Erosionsschutz (JÄHNIG GMBH, 2015)

## 10. Felduntersuchungen

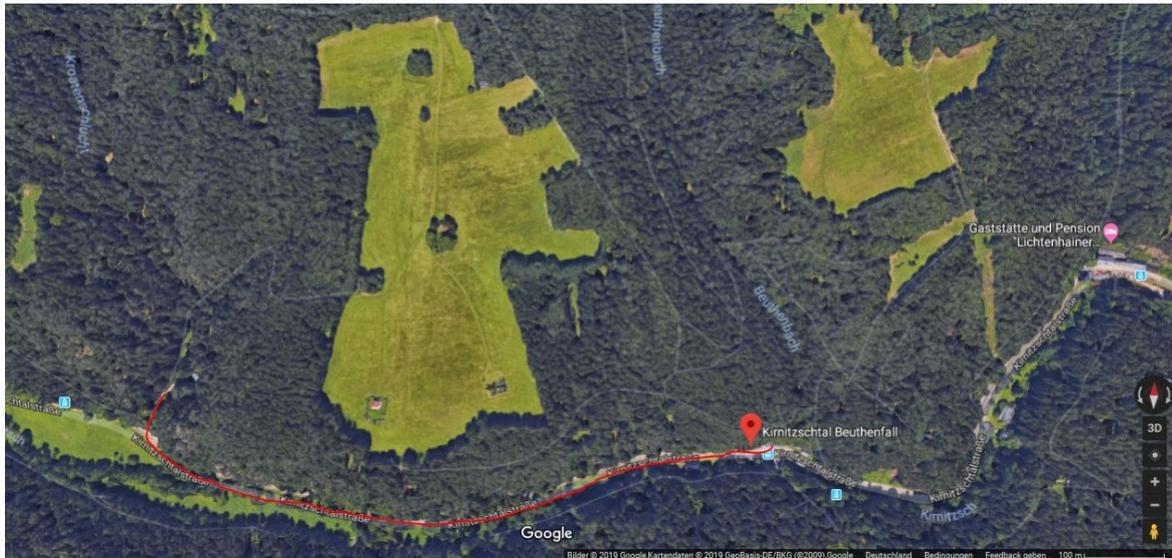
### 10.1. Lagebeschreibung des Untersuchungsgebiets

Die Schaarwände befinden sich im Hinteren Teil der Sächsischen Schweiz, etwas 50 km südöstlich von Dresden entfernt, an der Kirnitzschalstraße zwischen Bad Schandau und Hinterhermsdorf.



**Abb. 21** Übersicht der Lage des Untersuchungsgebietes (GOOGLE MAPS, 2009)

Die etwa 800 m langen und bis über 30 m hohen Wände erstrecken sich kurz hinter der Kirnitzschalbahnhofstetelle Nasser Grund bis zum Beuthenfall und liegen auf etwa 170 m über NN. Landschaftlich begrenzt werden diese Wände von der Kroatenschlucht im Westen und dem Beuthenbach im Osten. Oberhalb befindet sich die Schaarwiese, welche über den Schaarwändeweg zu erreichen ist. Die Wände liegen stellenweise sehr nah an der Kirnitzschalstraße, der Hangbewuchs ist spärlich mit Mischwald, überwiegend Fichten und Buchen geringeren Stammdurchmessers. Landwirtschaft, betrieben auf den Ebenheiten oberhalb des Kirnitzschtales, kann ein verstärkender Faktor für Murengänge im Kirnitzschal sein. Nach langer Trockenheit sind die oberen Bodenschichten gelockert und dadurch die Vegetation der steil bewaldeten Hänge, die direkt an die Felder anschließen, geschwächt. Bei stärkeren Niederschlägen kann der Wald das Wasser nicht mehr aufhalten.



**Abb. 22** Lage Schaarwände (GOOGLE MAPS, 2009)

## 10.2. Geologische Kurzbeschreibung

Die Schaarwände befinden sich nördlich der Hohen Liebe und des Falkensteins im Kirnitzschtal, welches sowohl durch den Granodiorit als auch den Sandstein verläuft. Ein wichtiges tektonisches Element des Kirnitzschtals ist die Lausitzer Überschiebung. Der Lausitzer Granodiorit greift von der Ostrauer Mühle bis zum Kirnitzschberg nach Süden hinüber und bildet teilweise den Nordhang der Kleinen und Hohen Liebe. Das Kirnitzschtal ist – von Bad Schandau aus gesehen – zu Beginn eng in Sandstein eingeschnitten. Die Talwände sind von den typischen Quadersandsteinen geprägt. Nach Eintritt in den Granodiorit weitet sich das Tal und bietet Platz für Wiesenflächen. Anstelle der steilen Sandsteinflanken treten geneigte Hänge. Die Aufschiebung des Granites auf den Sandstein brachte Lagerungsstörungen mit sich, z. B. erkennbar an der spitzzulaufenden Form der Hohen Liebe aufgrund der schräg aufgerichteten Sandsteinblöcke. Am Nassen Grund, nach Passieren der Granit-Sandstein-Grenze, ist deutlich die schräge Lagerung der Sandsteinbänke zu beobachten, welche  $22^\circ$  nach OSO einfallen. Aufgrund dessen kann das Niederschlagswasser der Hohen Liebe entlang der Schichtfugen abfließen und auf der westlichen Talseite in Form von Schichtquellen wieder austreten (RAST, 1953). Anschließend lagern im weiteren Talverlauf die Sandsteinblöcke wieder annähernd horizontal, wie z. B. die Schaarwände, welche den wandbildenden Sandstein der Postelwitzer Stufe aufweisen. Direkt nördlich davon befindet sich die Lausitzer Überschiebung. Besonders auf der Schaarwiese hat sich Gehängelehm aus der Eiszeit abgelagert. Der Beuthenfall und der Lichtenhainer Wasserfall werden aus kleinen, aus dem Granitgebiet kommenden Bächen gespeist, die keine so hohe

Erosionskraft wie die Kirnitzsch aufweisen und mit einer Stufe in das Tal einmünden.

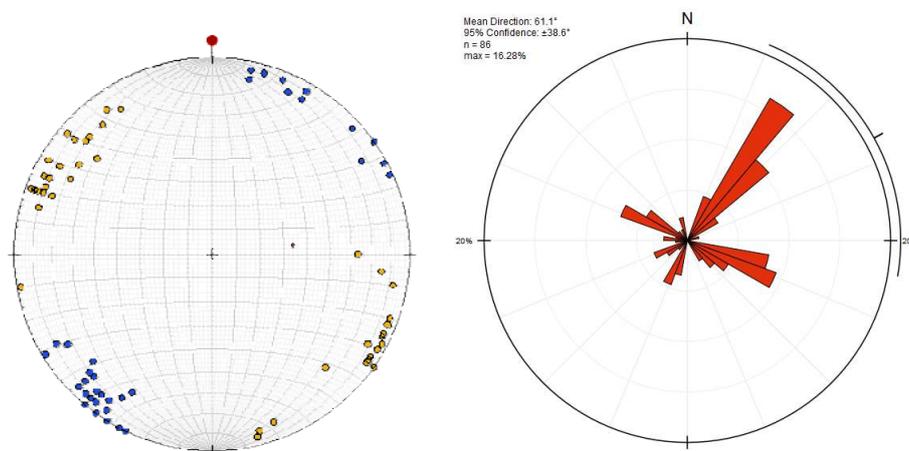
Eine detaillierte Karte findet sich in Anhang E.

Alle Felduntersuchungen wurden vom Erdboden aufgrund Arbeitsschutzbestimmungen ausgeführt. Werte wie Blockdimensionen, Sturzhöhe etc. wurden geschätzt bzw. mit einem Lasermessgerät ermittelt.

### 10.3. Trennflächenanalyse

Mit einem Geologenkompass wurden über 140 Trennflächen aufgenommen (Einfallrichtung und -winkel), welche in die 2 Hauptkluftrichtungen und die Bankung unterteilt wurden.

Die horizontale Bankung und die beiden fast senkrecht aufeinanderstehenden Hauptkluftrichtungen bilden die bekannte quaderförmige Struktur des Sandsteines. Eine Hauptkluftrichtung streicht von Nordnordost nach Südsüdwest, die andere von Nordwest nach Südost.

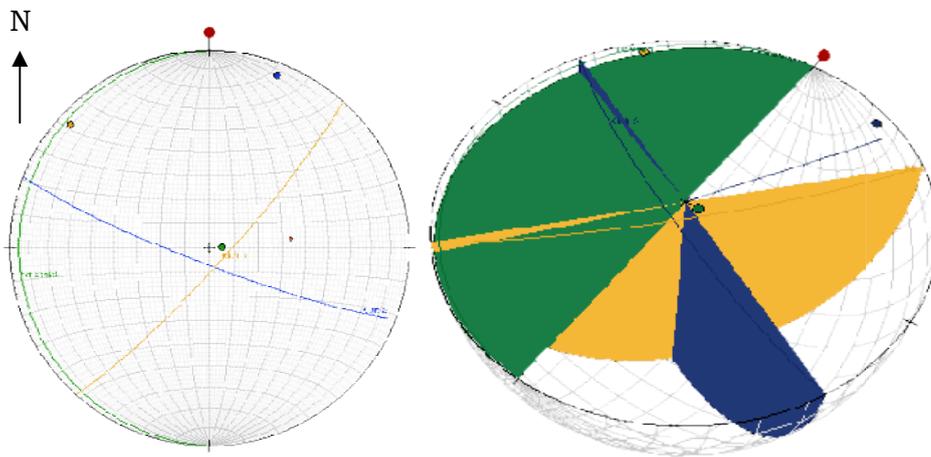


**Abb. 23** Trennflächengefüge im Schmidtschen Netz; links Polpunktdarstellung der Klüfte, rechts Kluftröse (beides ohne horizontale Bankung)

(erstellt mit Onlinetool auf <https://app.visiblegeology.com/stereonetApp.html>)

Die Gefügewerte der beiden Hauptkluftrichtungen sind im Mittel 111/83 (streicht von NW nach SE) und 042/83 (streicht von NNE nach SSW) und der horizontalen Bankung 180/05. Aus dem Großkreisdiagramm lässt sich kein direkter Versagensmechanismus (vgl. 4. Methodik bei der Standsicherheitsermittlung von Felsböschungen auf Grundlage der Lagenkugelprojektion) ableiten. Anhand der aufgenommenen Werte sind Versagensfälle wie Dreidimensionales Gleiten, Kippen,

Knicken usw. wenig wahrscheinlich. Jedoch ist keine Aussage dazu für die Gesamtheit der Böschung möglich. Einzelne Felsstürze, Steinschläge u. ä. aus Überhangbereichen, festgeklemmten Blöcken, Frost- und Wurzelsprengung sind nicht mithilfe des Trennflächengefüges abzuschätzen und können jederzeit auftreten.



**Abb. 24** Trennflächengefüge Hauptkluftrichtungen in 2D und 3D; grün: Bankung, blau und orange: orthogonales Kluftsystem  
(erstellt mit Onlinetool auf <https://app.visiblegeology.com/stereonetApp.html>)

#### 10.4. Kluftweiten/-abstände

Da die Aufnahme vom Boden aus erfolgte, wurden die händisch gemessenen Werte um die weiter oben in der Wand ermittelten Werte ergänzt. Diese wurden aufgrund der Unzugänglichkeit mit dem Programm ImageJ aus den Fotos gewonnen. ImageJ basiert auf Java, ist kostenlos und läuft auf allen gängigen Betriebssystemen. In ImageJ können die Fotos skaliert werden (z. B. die Länge eines Leitpfostens), um anschließend Kluftabstände und Bankmächtigkeiten zu vermessen.

Hierbei sind folgende Ergebnisse entstanden:

**Tab. 5** Ergebnisse der Kluftweiten/-abstandsmessungen

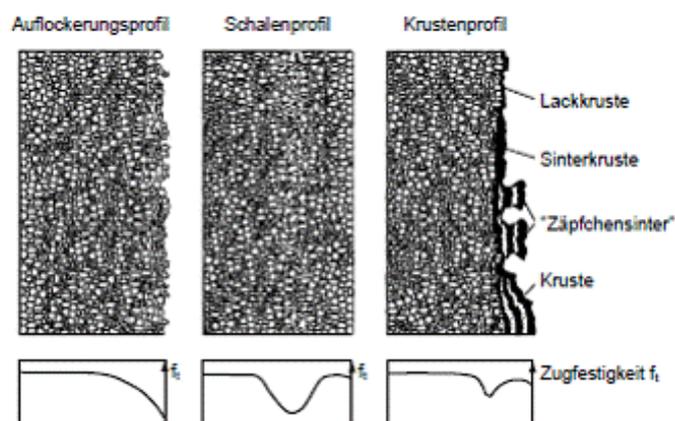
	Kluftabstand: senkrechte Klüfte	Kluftabstand: horizontale Klüfte	Kluftweite: senkrechte Klüfte	Kluftweite: horizontale Klüfte
Mittelwert [m]	3,67	2,44	0,20	0,27
Minimum [m]	1,27	0,85	0,09	0,06
Maximum [m]	7,85	5,37	0,29	0,86

## 10.5. Druckfestigkeitsmessung

Die einaxiale Druckfestigkeit wurde indirekt mit einem Schmidtschen Rückprallhammer gemessen. Das Prinzip beruht auf dem Energieerhaltungssatz: Wirkt kinetische Energie in Form eines Stoßes auf einen Werkstoff ein, kommt es in Abhängigkeit vom Material zum Rückstoß. Dabei erfolgt immer auch eine teilweise Umwandlung dieser Energie in Wärme als Folge der Verformung des Werkstoffes. Je härter der Werkstoff, desto weniger Energie kann von ihm aufgenommen (Verformung) und umgewandelt werden, der Rückstoß ist entsprechend stärker.

Durch Messung dieser Energieumwandlung ist eine Bestimmung der Härte bzw. Druckfestigkeit des Werkstoffes möglich. Zu beachten ist jedoch, dass je nach Elastizitätsmodul des Werkstoffes die Druckfestigkeit bei gleicher Härte variieren kann.

So wurden 64 Messwerte entlang der Schaarwände aufgenommen und Druckfestigkeiten von im Mittel 20 bis 27 MPa festgestellt. Unverwitterter Sandstein weist als minimale Druckfestigkeit einen Wert von 40 MPa auf (SPANG, 2012). Aufgrunddessen ist davon auszugehen, dass der beprobte Sandstein im angewitterten Zustand ist. Wie im Folgenden aufgezeigt, handelt es sich vermutlich um ein Auflockerungsprofil des verwitterten Sandsteins. Die Verwitterung hat Einfluss auf die Festigkeitsprofile. Die unterschiedlichen Formen sind in Abb. 25 dargestellt.



**Abb. 25** Schematische Darstellung der oberflächlichen Verwitterungsprofile und ihrer Verteilungen der Gesteinszugfestigkeiten (nach GRIMM & SCHWARZ, 1985, HÖRENBAUM, 2005)

In der Abb. 25 wird sich auf die Zugfestigkeit bezogen. Da die Zugfestigkeit etwa 1/10 der Druckfestigkeit beträgt, lässt sich eine Korrelation herstellen und die Aussage übertragen.

Das Auflockerungsprofil ist gekennzeichnet durch einen allmählichen Übergang vom unverwitterten Gestein über eine durch Rissbildungen oder Abbröckeln schwach gelockerte Zone zu einer absandenden Außenschicht. Abhängig vom Auflockerungsgrad sinkt die Gesteinsfestigkeit langsam von innen nach außen (vgl. Abb. 25, links). Beim Schalenprofil hingegen schließt sich an dem ungeschädigten Gesteinsbereich zuerst eine gelockerte Innenschicht mit wesentlich reduzierter Festigkeit an und anschließend eine feste Außenschale (vgl. Abb. 25, Mitte). Ein ähnlicher Festigkeitsverlauf ist bestimmend für Krustenprofile, bei denen stark anhaftende Ablagerungen infolge Verschmutzungen bzw. Salzablagerungen zu einer bemerkenswerten Festigkeit unmittelbar an der Gesteinsoberfläche führen können (vgl. Abb. 25, rechts) (KOTAN, 2011).

#### **10.6. Geländebegehung und Felsklassifizierung**

Im Rahmen der Geländebegehung wurden die Schaarwände in einzelne Felsabschnitte eingeteilt und eine Gefährdungsbeurteilung nach dem Ampelprinzip durchgeführt (grün: keine unmittelbare Gefahr, gelb: Beobachten und Kontrolle, rot: Maßnahmen/genauere Beobachtungen erforderlich). Für jeden Felsabschnitt wurde näherungsweise der RMR- und GSI-Wert ermittelt und nach dem Formblatt Hessenmobil eine Gefährdungsklasse zugeordnet.

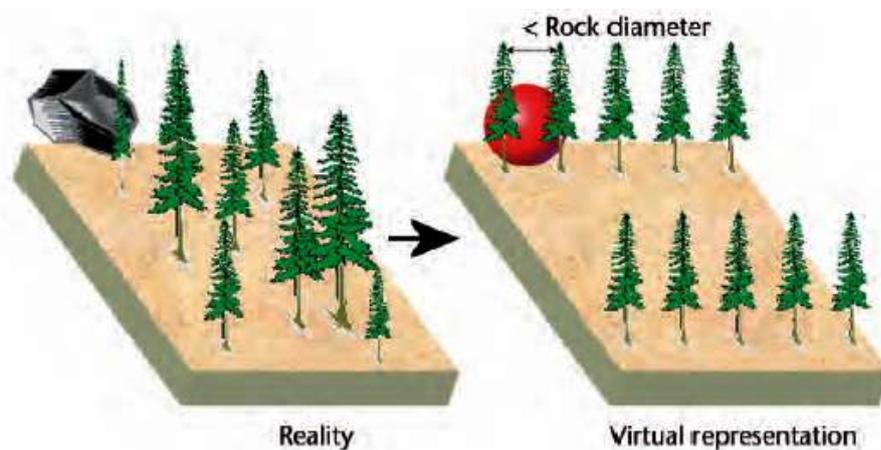
Die zugehörige Fotodokumentation befindet sich in Anhang A (auf CD) bzw. für die Felsgruppe V in Anhang A\_Bsp (gedruckt) und die Ergebnisse in Anhang C (gedruckt und CD).

In Kapitel 12. Auswertung der Felsklassifikation werden die verschiedenen Klassifizierungsmethoden gegenübergestellt.

Da die Schaarwände ein Massiv bilden und sich oberhalb die Schaarwiese anschließt, könnte bei hohen Niederschlagsmengen eine gesteigerte Gefahr von Schlammlawinen, Muren etc. entstehen, die ein größeres Felssturfrisiko hervorrufen. Ebenso könnte der hohe Wasserdruck zur Festigkeitsminderung der Trennflächen führen und Versagen begünstigen.

## 10.7. Berechnung der Schutzwirkung eines Waldes mit RockFor<sup>NET</sup>

Frédéric Berger vom Cemagref in Grenoble<sup>2</sup> und Luuk Dorren entwickelten basierend auf Feldexperimenten das frei zugängliche Programm RockFor<sup>NET</sup><sup>3</sup>, welches die Schutzwirkung eines Waldes für einen Felssturz anhand der Hangbewaldung und dem Baumbestand kalkuliert. RockFor<sup>NET</sup> vereinfacht den Baumbestand für die Berechnungen, indem die Bäume als räumlich verteilte Steinschlagnetze angenommen werden. Die bestehende Struktur des Waldes wird virtuell als Modell von in Reihen nebeneinander stehenden Bäumen dargestellt. Es wird von einem Baumabstand in einer Reihe von 90% des durchschnittlichen Steindurchmessers und einem Abstand zwischen zwei Reihen von 33 m ausgegangen. Dieser Wert ergab sich aus der mittleren baumfreien Strecke auf dem Testgelände des Cemagref im Forêt Communale de Vaujany.



**Abb. 26** Modellierung des Waldes von RockFor<sup>NET</sup> (aus [www.ecorisq.org](http://www.ecorisq.org), Onlineaufruf am 25.11.2019)

Das Steinschlagtool<sup>4</sup> basiert auf RockFor<sup>NET</sup> und berechnet die aktuelle Schutzwirkung des Waldes und gibt Empfehlungen für die Anzahl der Bäume mit verschiedenen Stammdurchmessern pro Hektar, um eine Schutzwirkung zu gewährleisten.

In Abb. 27 werden die nötigen Angaben für die Berechnungen und die Ergebnisse beispielhaft für den Fels hinter Mastnummer 58 gezeigt. BHD bedeutet Brusthöhendurchmesser vom Stamm.

<sup>2</sup> [www.cemagref.fr](http://www.cemagref.fr) (Onlineaufruf am 25.11.2019)

<sup>3</sup> [www.ecorisq.org/de/rockfornet\\_de.php](http://www.ecorisq.org/de/rockfornet_de.php) (Onlineaufruf am 25.11.2019)

<sup>4</sup> [www.gebirgswald.ch/de/anforderungen-steinschlag.html](http://www.gebirgswald.ch/de/anforderungen-steinschlag.html) (Onlineaufruf am 25.11.2019)

Die Schutzwirkung des Waldes im Falle eines Steinschlages/Felssturzes im Bereich der Schaarwände ist als äußerst gering einzustufen (0 – 25 %). Dies begründet sich in der geringen Anzahl an Bäumen überhaupt – oftmals stehen diese sehr vereinzelt und weisen zudem einen sehr kleinen BHD auf. Hinzu kommt noch der niedrige Wert für die bewaldete Hanglänge. Überwiegend liegt der Hangfuß und somit die Straße sehr nah an der Felswand, sodass keine ausreichende Hanglänge zur Dämpfung von Sturzmaterial gegeben ist.

Für alle betrachteten Fälle (Mastnummern) wird dieselbe Stammzahl empfohlen (s. Abb. 27 Abschnitt 1). Steinschlagexperimente im Wald (BERGER & DORREN, 2007) sagten aus, dass ein stufiger Aufbau von Steinschlagschutzwäldern sehr zu empfehlen ist. Dickere Stämme sind nötig, um größere Steine zum Stillstand zu bringen. Jedoch ist auch eine hohe Stammzahl von dünneren Bäumen (BHD von 8 – 12 cm) äußerst relevant, um die Trefferquote zu erhöhen. So können selbst dünnere Bäume größere Steine stoppen, wenn diese davor von dicken Bäumen abgebremst wurden. Bei einer kurzen Hanglänge mit niedriger Stammzahl ist andernfalls die Wahrscheinlichkeit hoch, dass ein Stein ohne Baumtreffer durchläuft. Ist die bewaldete Hanglänge kürzer als 75 m und sind nur Laubbaumarten vorhanden, so schlägt das Internettool ein Niederwaldprofil vor. Niederwälder weisen in der Regel eine hohe Stammzahl auf (JANCKE ET AL., 2009), da bei dieser forstwirtschaftlichen Betriebsart schon nach kurzer Umtriebszeit (5 – 30 Jahre) die Gehölze dicht über dem Boden abgeschlagen werden.

Eine Aufforstung zum Schutzwald ist jedoch nicht empfehlenswert. Zum einen bietet die sehr geringe Hanglänge wenig Pflanzfläche (die Bäume müssten sehr dicht stehen oder/und einen hohen BHD aufweisen, um dies zu kompensieren), zum anderen wäre es womöglich nicht im Sinne des Nationalparkes die Sandsteinfelsen so stark zu bepflanzen, damit sie von Wanderern oder Touristen nicht mehr gesehen werden können. Der einzige Kompromiss, der sich bieten würde, ist einen Niederwald anzulegen bzw. die vorhandene Bepflanzung mit Neupflanzungen zu verstärken, da so eine hohe Stammzahl auf geringer Hanglänge vorhanden wäre und zugleich die Felsen noch erkennbar sind aufgrund der niedrigen Bewaldung.

**Gewählte Angaben für das NaIS Anforderungsprofil Steinschlag**

**Beschreibung des Steines**

Steingrößen (Höhe, Breite, Tiefe)	2 4 4 m
Gesteinsdichte	2500 kg/m <sup>3</sup>
Form des Steines	eckig

**Beschreibung des Hanges**

Mittlere Hangneigung	35 °
Höhe der Felswand	34 m
Bewaldete Hanglänge (horizontal gemessen)	6 m
Unbewaldete Hanglänge unter Felswand (hor. gemessen)	0 m

**Aktuelle Baumartenmischung (Anteil Deckungsgrad)**

- Fichte (Picea abies)	70 %
- Tanne (Abies alba)	0 %
- Buche (Fagus sylvatica)	30 %
- Übrige Laubbäume	0 %
- Übrige Nadelbäume	0 %

**Zusätzliche Angaben zur Berechnung der aktuellen Schutzwirkung des Waldes (optional)**

Stammzahl mit BHD 8 - 12 cm	0 St./ha
Stammzahl mit BHD 12 - 24 cm	0 St./ha
Stammzahl mit BHD 24 - 36 cm	0 St./ha
Stammzahl mit BHD >= 36 cm	0 St./ha

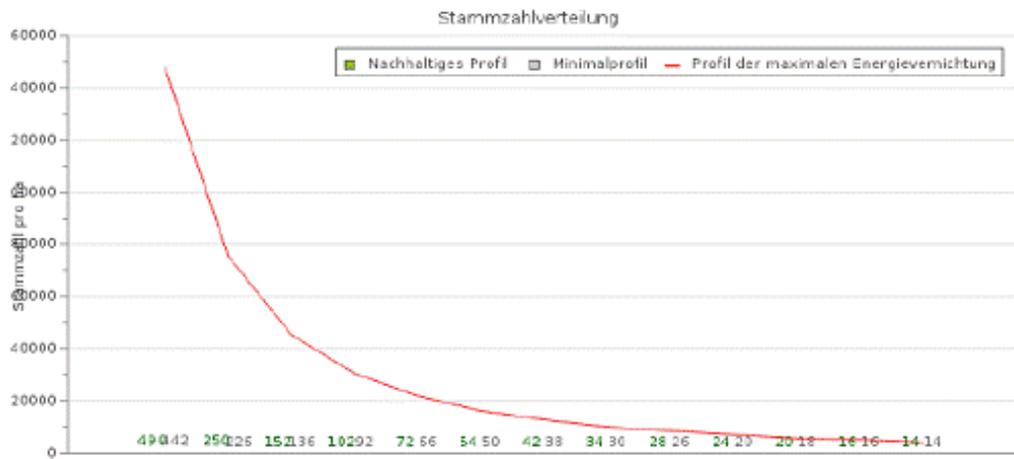
**Oder**

Stammzahl (BHD >= 8 cm)	2000
Grundfläche (BHD >= 8 cm)	16

**1. Minimal- und Idealprofil für die Schutzwirkung gegen Steinschlag:**

**Stammzahlen für das NaIS Formular 2:**

Benötigte Stammzahl mit BHD 8 - 12 cm:	<b>440 (minimal) bis 490 (ideal) St./ha</b>
Benötigte Stammzahl mit BHD 12 - 24 cm:	<b>450 (minimal) bis 500 (ideal) St./ha</b>
Benötigte Stammzahl mit BHD 24 - 36 cm:	<b>150 (minimal) bis 170 (ideal) St./ha</b>
Benötigte Stammzahl mit BHD >= 36 cm:	<b>120 (minimal) bis 140 (ideal) St./ha</b>



- Nachhaltige Grundfläche ab 8 cm BHD: **45 m<sup>2</sup>/ha (Minimalprofil) bis 50 m<sup>2</sup>/ha (Idealprofil)**

- Grundfläche ab 8 cm BHD für die notwendige Energievernichtung (damit möglichst alle Steine gestoppt werden): **15070 m<sup>2</sup>/ha**

**2. Aktuelle Schutzwirkung des Waldes:**

0 - 25 %

**3. Eingangsdaten für die Berechnung:**

- Steingröße = 32 m<sup>3</sup>
- Steinmasse = 80000 kg
- Maximale Sturzenergie im Wald = 20750 kJ
- Aktuelle Bestandesgrundfläche = 16 m<sup>2</sup>/ha
- Bewaldete Hanglänge (entlang vom Hang) = 7 m

**Abb. 27** Berechnung der Schutzwirkung des Waldes gegen Steinschlag mittels Steinschlag-tool

## **11. Numerische Berechnungen**

Um herauszufinden, ob eine Schwächung der Trennflächensysteme zu einem Versagen und darauffolgendem Sturzereignis eines oder mehrerer Klufkkörper führen kann, wird in dieser Arbeit eine numerische Berechnung unter Anwendung der Diskreten Elemente Methode (DEM), einer diskontinuierlichen Berechnungsmethode, durchgeführt.

1971 führte CUNDALL (zitiert nach ITASCA, 2015) die DEM ein, um gesteinsmechanische Probleme auszuwerten. Nach acht Jahren wurde die Methode auf bodenmechanische Anwendungen erweitert (CUNDALL & STRACK, 1979, zitiert nach ITASCA, 2015). Die DEM macht es möglich, sowohl mit finiten Translations- als auch Rotationsbewegungen und einer vollständigen Abtrennung diskreter Elemente zu rechnen. Zudem erfolgt eine automatische Erkennung neuer Kontakte während des Rechenprozesses. Die Definition der DEM wurde 1992 von CUNDALL und HART verfasst und ergibt sich aus den oben genannten Merkmalen (zitiert nach ITASCA, 2015).

### **11.1. Programm PFC – Grundlagen**

Seit 1994 liegt das Programm PFC („Particle Flow Code“) in der zweidimensionalen (PFC<sup>2D</sup>) und in der dreidimensionalen (PFC<sup>3D</sup>) Form vor. Zuzüglich zur Rechenmaschine an sich weist PFC noch eine graphische Benutzeroberfläche auf, mit dieser arbeitet der Anwender. Befehle können zum einen direkt über programmspezifische Kommandos oder mithilfe der internen Programmiersprache FISH eingegeben werden. Die grafische Benutzeroberfläche vereinfacht die Programmbedienung, das Programm selber ist im Grunde ein Befehlsverarbeitungsprogramm. Alle Operationen können in (schriftlichen) Befehlen ausgedrückt werden. Diese Funktion ermöglicht eine Erweiterung des Programmes mithilfe von der mitgelieferten FISH-Skriptsprache. PFC-Modelle können vollständig über die Eingabeaufforderung erstellt und ausgeführt werden, einfacher ist es jedoch, Datendateien zum Sammeln von Befehlen und FISH-Skripten zu verwenden (ITASCA, 2015). Ein PFC-Modell beschränkt sich auf starre sphärische Partikel und ist eine spezielle, vereinfachte Ausführung der DEM. Diese starren Partikel werden als „Bälle“ bezeichnet. In 2D entspricht dessen grundlegende Form einer Scheibe und in 3D einer Kugel. Bewegung und Interaktion von Partikeln mit definierter Masse, Form und Größe werden simuliert. Die starren Körper bewegen sich prinzipiell unabhängig voneinander, sie

können jedoch über Kräfte und ggf. Momente interagieren. Dies tritt paarweise an sogenannten Kontakten auf. Partikelbewegungen sind über die Newton'schen Bewegungsgesetze mit den verursachenden Kräften verknüpft (ITASCA, 2015). Statisches Gleichgewicht herrscht im Kräftesystem, wenn keine Bewegung der Partikel erfolgt, d. h. die Summe der inneren und äußeren Kräfte im System ergibt Null. Liegt ein Ungleichgewicht vor, wird über Ausgleichsbewegungen der Partikel versucht dieses zu kompensieren. Der physikalische Kontakt der Partikel findet über eine vernachlässigbar kleine Kontaktfläche statt, weswegen vereinfachend von einem Kontaktpunkt ausgegangen wird. Das mechanische Verhalten an den Kontakten wird von Teilchenwechselwirkungsgesetzen bestimmt und diese aktualisieren die inneren Kräfte und Momente. So ist in Abhängigkeit der Stärke der Kontaktkräfte an den Kontaktpunkten eine gegenseitige Überlappung der starren Partikel möglich, welche den herrschenden inneren Abstoßungskräften zwischen den überlappenden Partikeln entspricht (ITASCA, 2015).

Das Kontaktverhalten ist im einfachsten Fall nur durch eine finite Steifigkeit und einem Reibungskoeffizienten gekennzeichnet (lineares Kontaktmodell). Um komplexeres Verhalten an den Kontakten zu modellieren, kann eine feste Verbindung der Partikel an den Kontaktpunkten geschaffen werden. Bezeichnet wird diese Kontaktfestigkeit zwischen zwei Partikeln als „Bond“. Die Bondfestigkeit liefert die maximale Kraftkomponente bis zu der die Bindung unter Berücksichtigung von Kohäsions-, Zugfestigkeits- und Reibungseinflüssen stabil ist. Wird eine Komponente der Bindungsfestigkeit überstiegen, kommt es zum Bruch der Bonds, Risse bilden sich aus und unterteilen das Material in Fragmente (ITASCA, 2015). Bei der Modellierung von Feststoffen (z. B. Gesteine) kann zwischen zwei Bindungsverhalten unterschieden werden – *Contactbond* und *Parallelbond*. Bei beiden verbindet eine Art simulierter Klebstoff die Partikel. Bei einfachen *Contactbonds* wirkt dieser nur auf einen sehr kleinen Kontaktpunkt, wodurch ausschließlich Kraftübertragung möglich ist. Momente werden am Kontakt nicht übertragen. Bei den *Parallelbonds* dagegen wirkt der Klebstoff über eine simulierte Kontaktfläche zwischen den Partikeln. So ist zuzüglich zur Kraft- auch eine Momentübertragung gewährleistet (ITASCA, 2015).

Ein weiteres wichtiges Programmiererelement sind *Walls* – starre Oberflächen, bestehend aus einer oder mehreren Elementen, den *Facets*. In 2D wird ein *Facet* durch eine Linie, in 3D durch eine dreieckige Seite dargestellt. *Facets* beeinflussen sich gegenseitig nicht, sodass unabhängig voneinander verschiedene Eigenschaften zugeordnet werden können, auch eine Überlappung ist möglich. *Walls* können u. a.

den Modellbereich begrenzen, z. B. um Bälle zu generieren. Zum anderen können sie als bewegliche Randbedingungen eingesetzt werden, wenn ihnen Translations- bzw. Rotationsgeschwindigkeiten zugewiesen werden (ITASCA, 2015). Während der Durchführung der Simulation mit PFC wird ein vom Systemzustand abhängiger Zeitschritt festgelegt. Einflussfaktoren sind hier die konkreten Parameterwerte des jeweiligen Kontaktgesetzes und der Modellzustand bzgl. seiner momentan wirkenden unausgeglichenen inneren Kraft. Die DEM ermittelt eine dynamische Lösung der Newton'schen Bewegungsgesetze, die zur Berechnung der zeitlichen Entwicklung des Systems in PFC verwendet wird. Die Bewegungsgesetze liefern während des Rechenvorganges die neuen Positionen jedes Partikels und die daraus neu wirkenden Kräfte.

Letztendlich wird das PFC-Modell genutzt, um das mechanische Verhalten eines Gesamtsystems zu simulieren, charakterisiert durch die Bewegung der einzelnen Partikel und den Kräften, die an den Kontaktpunkten der Partikel wirken. Das Gesamtsystem ist aus einer beliebig formbaren Ansammlung von starren Partikeln zusammengesetzt, die über Kontaktpunkte miteinander wechselwirken. Die DEM kann in einem PFC-Modell ein ungebundenes (lockeres) oder ein gebundenes (festes) Material künstlich generieren (ITASCA, 2015).

Trotzdem stellt ein solches Modell die Realität stark abstrahiert dar, zumal die Kontakte keinen oder nur sehr geringen Bezug zum realen Modellierungsgegenstand aufweisen. Deshalb müssen die Kontaktparameter zuerst kalibriert werden, bevor mit der Modellierung des Gesamtsystems begonnen werden kann.

Der Modellierungsgegenstand ist ein kritischer Felsbereich im Kirnitzschtal der Sächsischen Schweiz hinter der Mastnummer 58 liegend (siehe Anhang A\_Bsp). Modelliert wird ein einfacher 2D Schnitt. Die Ergebnisse der Modellierung haben also nur einen abschätzenden Charakter, da die reale Felsgeometrie einen 3D-Zustand darstellt.

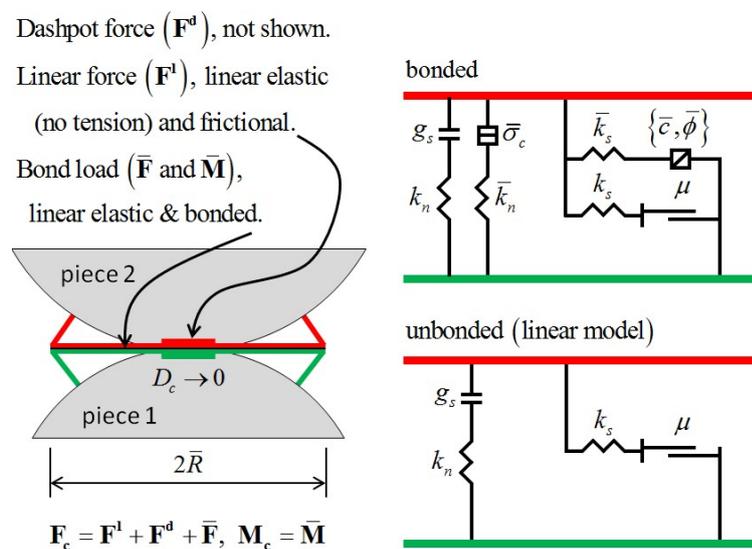
## **11.2. Verhalten des Linear Parallel Bond Modells**

Eine Parallelbindung liefert das mechanische Verhalten von einem unendlich kleinen Stück zementähnlichem Material zwischen zwei Kontaktstücken.

Die parallel gebundene Komponente agiert parallel mit der linearen Komponente und baut eine elastische Wechselwirkung zwischen den Partikeln auf.

Sie kann als ein Satz elastischer Federn mit konstanten Normal- und Schersteifigkeiten betrachtet werden, der gleichmäßig über einem Wirkungsquerschnitt (Rechteck in 2D, kreisförmiger Querschnitt in 3D) auf der Kontaktebene liegt und am

Kontaktpunkt zentriert ist (ITASCA, 2015). Tritt eine Relativbewegung am Kontakt der Parallelbindung auf, bewirkt diese eine Kraft- und Momententwicklung innerhalb der Bindung. Kraft und Moment wirken beide auf die zwei Kontaktpartner und können auf maximale Normal- und Scherbeanspruchungen bezogen werden, die innerhalb des Bindungsmaterials an der Bindungsperipherie wirken. Wenn eine dieser maximalen Spannungen die entsprechende Grenzbindungsstärke überschreitet, bricht die Parallelbindung und das Bindungsmaterial wird zusammen mit der dazugehörigen Kraft, dem Moment und den Steifigkeiten aus dem Modell entfernt (ITASCA, 2015).

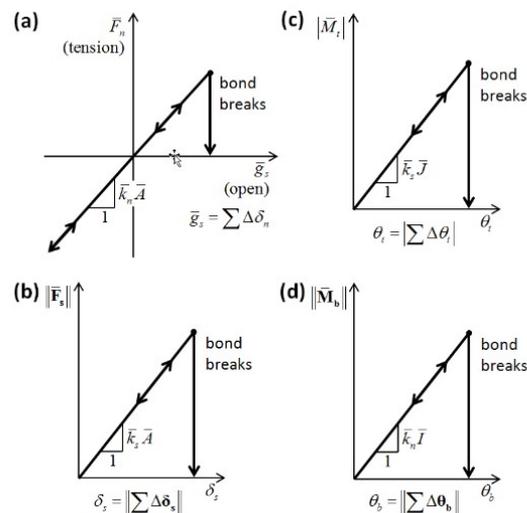


**Abb. 28** Verhalten und rheologische Komponenten des Linear Parallel Bond Modells (ITASCA, 2015)

Das lineare Parallelbindungsmodell stellt das Verhalten von zwei Grenzflächen dar: eine infinitesimale, lineare elastische (spannungsfreie) Reibungsgrenzfläche, die eine Kraft trägt und eine finite, lineare elastische und gebundene Grenzfläche, die eine Kraft und ein Moment beinhaltet (siehe Abb. 28). Die erste Grenzfläche ist äquivalent zu dem linearen Modell: Sie bietet keinen Widerstand gegen Relativdrehung. Abrutschen wird durch Auferlegung einer Mohr-Coulomb-Grenze für die Scherkraft verhindert (ITASCA, 2015). Die zweite Schnittstelle wird als Parallelbindung bezeichnet, da sie im gebundenen Zustand parallel zur ersten Schnittstelle wirkt. Die Bindung der zweiten Grenzfläche bewirkt einen Widerstand gegen relative Drehung und solange linear elastisches Verhalten, bis die Überschreitung der Festigkeitsgrenze zu einem Bruch führt und ein ungebundener Zustand eintritt. Bei

ungebundener zweiter Grenzfläche erfolgt keine Belastung. So entspricht das ungebundene lineare Parallelbindungsmodell dem linearen Modell (ITASCA, 2015).

Ein Kontakt im Linear Parallel Bond Modell ist aktiv, solange eine Bindung vorliegt oder die Oberflächenlücke kleiner oder gleich Null ist (Kontaktfläche oder Überlappung).



**Abb. 29** Kraft – Verschiebungsgesetz für die Parallel Bond Kraft und Moment: (a) Normalkraft (Zugkraft) über Parallel Bond Oberflächenlücke; (b) Scherkraft über relative Scherverschiebung; (c) Drehmoment über relative Verdrehung; (d) Biegemoment über relative Biegedrehung

### 11.3. Kalibrierung Materialverhalten

Um ein bestimmtes Materialverhalten in PFC zu kalibrieren, wird auf das sogenannte „inverse modeling“ zurückgegriffen: An einem PFC-Probekörper wird ein Test so lange mit veränderlichen Eingabeparametern durchgeführt, bis das Endergebnis dem gewünschten Materialverhalten (gewöhnlich aus Laborversuchen) entspricht. Im Anschluss erfolgt ein Übertrag der mikromechanischen Parameter auf das Gesamtsystem für die anstehende Simulation (ITASCA, 2015).

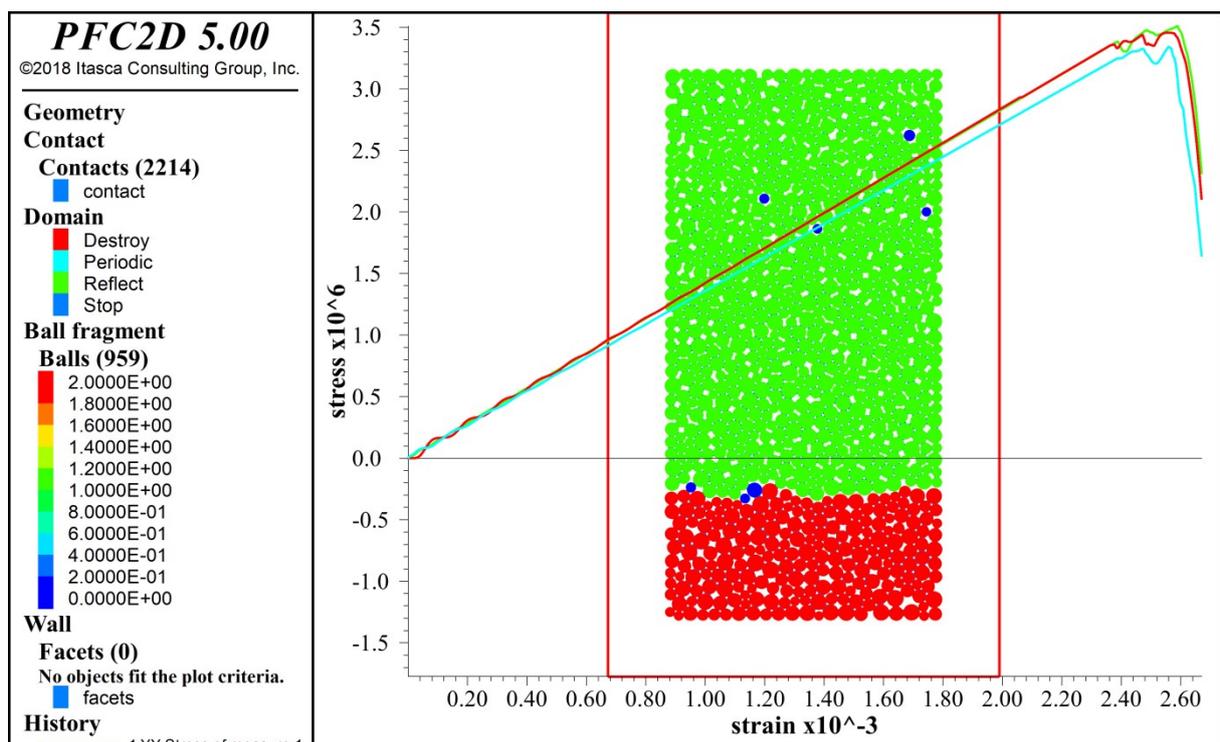
Im hier betrachteten Fall ist das Hauptziel der Kalibrierung die Zugfestigkeit, da Zugversagen der hauptsächlich wirkende Versagenszustand ist. Der Wert der Zugfestigkeit des Materials soll bei rund 3 MPa liegen. Dies entspricht etwa dem mittleren Wert der Zugfestigkeiten von Sandstein. Hierfür wurde ein Probekörper mit den Abmessungen 2,9 m Breite und 5,8 m Höhe modelliert, der annähernd 1000 Bälle mit derselben Größenverteilung und das Linear Parallel Bond Modell wie im Gesamtsystem aufweist. Der Probekörper enthält keine Trennflächen und bildet ausschließlich das Material „Elbsandstein“ ab. An der Basis und im Topbereich der

Probe wurde jeweils eine horizontale Wand als Begrenzung vorgegeben. Zudem wurden drei „Messkreise“ eingefügt, die in ihrem Bereich die Spannung in axialer Richtung aufzeichnen.

Für einen einaxialen Zugversuch wurden jeweils die Bälle der obersten Reihen im Topbereich und die der untersten Reihen an der Basis gruppiert, um eine Art Griff für die angreifende Zugkraft zu schaffen. Danach bekommen beiden Gruppen eine Geschwindigkeit und eine entgegengesetzte Bewegungsrichtung (voneinander weg) zugewiesen. Der Probekörper wird somit auseinander gezogen.

Beim einaxialen Zugversuch findet ein spröder Bruch statt, d. h. der Bruch erfolgt plötzlich und ohne wesentliche vorherige Bildung von Mikrorissen. Ein Versagen fand im unteren Drittel der Probe statt, die maximale Zugfestigkeit beträgt rund 3,45 MPa (siehe Abb. 30).

Die ermittelten Parameter betragen für  $pb\_ten = 5 \text{ MPa}$ , für  $pb\_coh = 10 \text{ MPa}$  und für den Reibungswinkel  $fa = 30^\circ$ .



**Abb. 30** Einaxialer Zugversuch von Probekörper mit ermittelten Parametern

Im einaxialen Druckversuch werden dagegen Wände als Druckflächen genutzt. Ihnen wird eine Geschwindigkeit in entgegengesetzter Bewegungsrichtung (aufeinander zu) gegeben. Der Probenkörper wird also zusammengedrückt, einaxial auf Druck belastet. Dieselben Materialparameter wie für den Zugversuch werden verwendet und es ergibt sich eine maximale Druckfestigkeit von knapp 14 MPa. Das Verhältnis von Zug- zu Druckfestigkeit liegt unter 5 und nicht wie in der Realität bei etwa 10. Dieses geringe Verhältnis ließ sich weder von Änderungen der Probenkörpergröße, noch von anderen Parameterwerten erhöhen. Wahrscheinlich ist die Anzahl der Bälle in der Probe noch zu gering gewesen. Da in der Modellierung des Gesamtsystems überwiegend ein Versagen durch Überschreiten der Zugfestigkeit auftritt, wird hier die zu geringe Druckfestigkeit vernachlässigt. Das Augenmerk liegt auf den Materialparametern, für die die gewünschte Zugfestigkeit kalibriert worden ist.

Generell laufen einaxiale Druckversuche in vier Phasen ab. In der ersten Phase können sich offene Risse noch schließen, in der zweiten Phase befindet sich die Probe im elastischen Bereich. In der dritten Phase ist die Probe im plastischen Bereich, d. h. irreversible Verformungen sind eingetreten und offene Risse haben sich gebildet (vgl. Abb. 31). Ein Bruch entsteht in der vierten Phase (vgl. Abb. 32); die Probe befindet sich im instabilen Bereich, Scherzonen bilden sich weiter aus, bis ein Bruch eintritt.

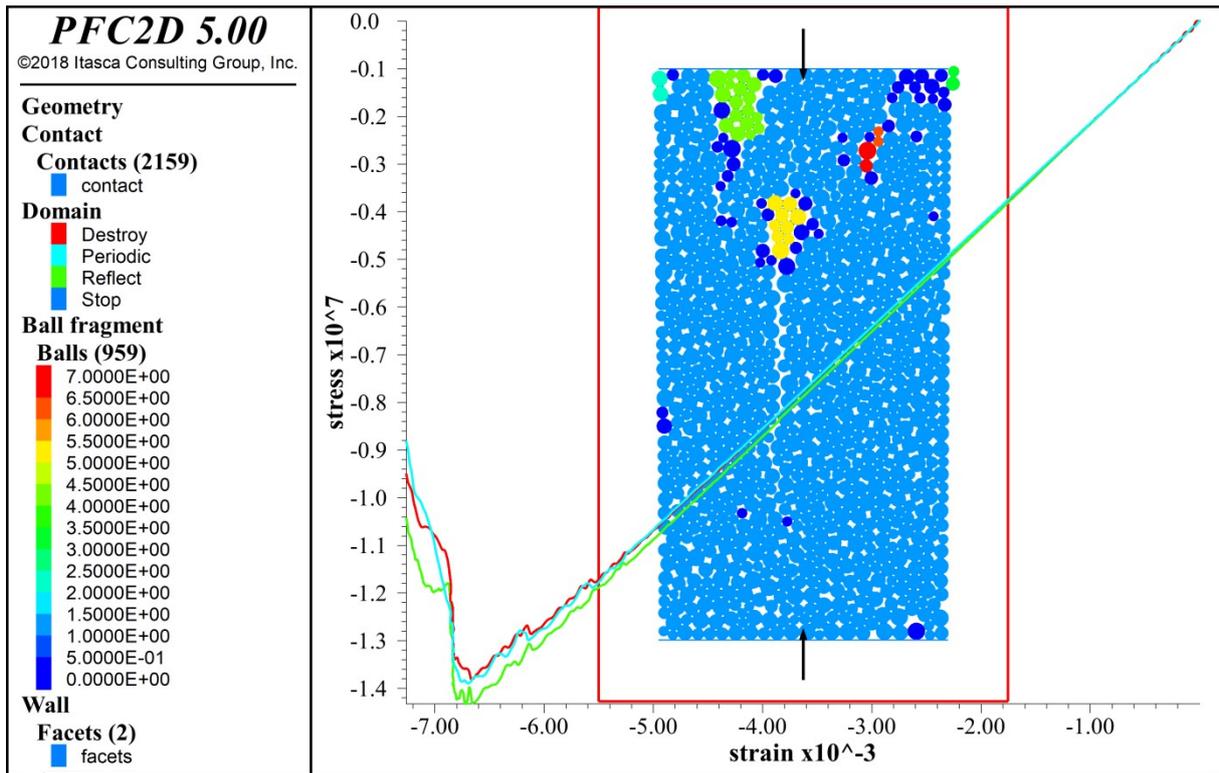


Abb. 31 Einaxialer Druckversuch – Mikrorisse

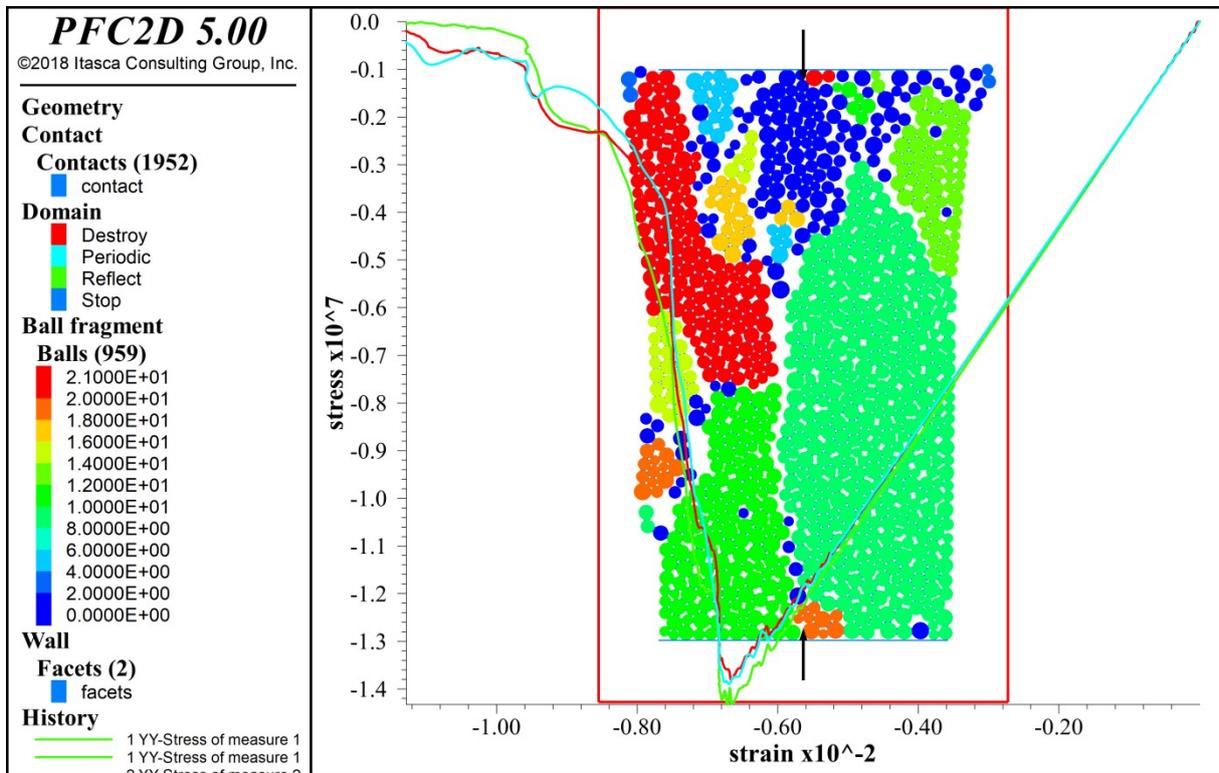


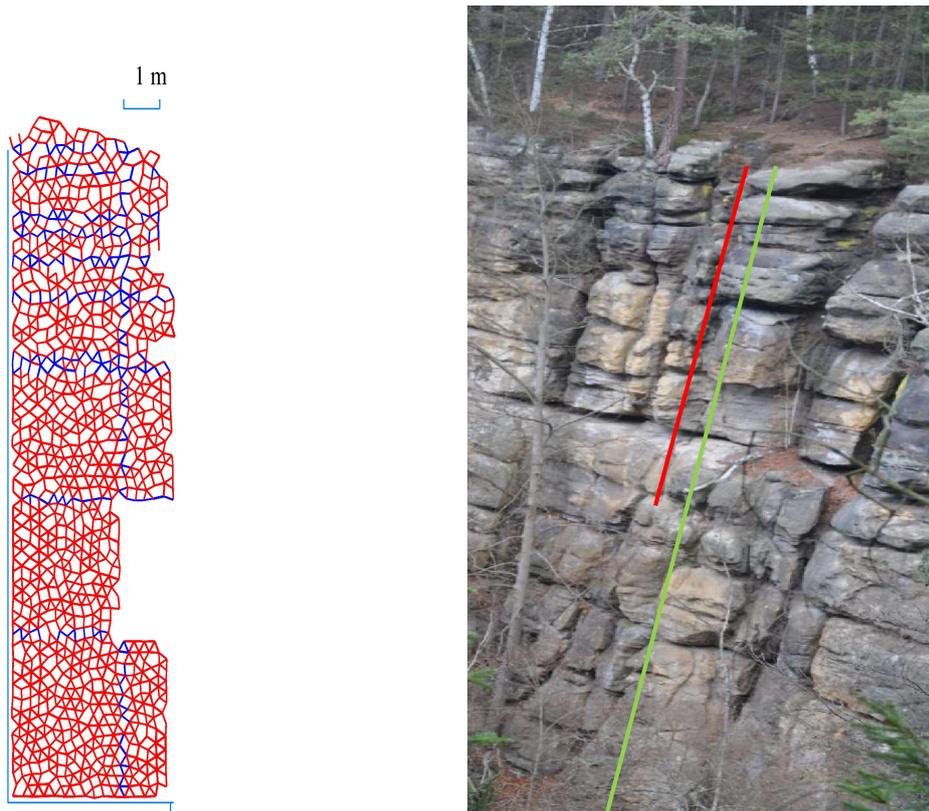
Abb. 32 Einaxialer Druckversuch – Scherzonen und Bruch

#### **11.4. Berechnungsablauf**

Die Umsetzung der Modellierung eines Felssturzes erfolgte in verschiedenen Teilschritten.

##### *Übertragen der Felsgeometrie*

Um die reale Felsgeometrie in PFC zu übertragen, wurde anfangs ein Höhenprofil als Schnitt durch die Felswand an der zu betrachtenden Stelle in QGIS erstellt. Dieses basiert auf dem Digitalen Geländemodell (DGM1, Gitterweite 1 m, Auflösung 0,1 x 0,1 m). Da dieses Höhenprofil aufgrund der mangelnden Darstellung von Überhängen nur als grobe Orientierung diente, wurden manuell Überhänge und Absätze eingearbeitet. Hierzu wurde erneut auf das Programm ImageJ und Fotos, die von einer Felswand auf der anderen Talseite aufgenommen wurden, zurückgegriffen. Mit den daraus gewonnenen Werten wurde ein realistisches Profil erstellt (vgl. Abb. 33). Der Teil der Schaarwände, in dem die Mastnummer 58 liegt, orientiert sich nach Südwesten, d. h. die Profillinie, welche die Felskante abbildet, verläuft von NO nach SW. Die Profillinie wird auf der Abszissen-, die Höhe des Profils auf der Ordinatenachse in PFC dargestellt. Wie schon erwähnt, sind die vertikalen Trennflächen maßgebend für das Kluftsystem im Elbsandsteingebirge. In einer 2D-Darstellung werden demzufolge die NO-SW streichenden Klüfte nicht erfasst, sie laufen parallel zur Profillinie. Die NW-SO streichenden Kluftflächen erscheinen dafür im Modell mit einer Neigung von 90° zur Geländeoberkante. Die vertikale Klüftung ist hangparallel.



**Abb. 33** Modellierte Geometrie zu Realität: links – Kontakte des mit Bällen gefüllter Bereich (diesmal Probeversion mit knapp 1000 Bällen), rechts – grüne Linie: komplette Felswand, rote Linie: der mit Bällen gefüllte Geometriebereich

### *Erstellen des Initialmodells*

Zur Begrenzung des Modells wurde die zuvor erstellte Geometrie auf Wände übertragen. Da es für die Modellierung ausreichend ist, wenn nur in dem zu betrachtendem Bereich Partikel (Bälle) eingefügt werden, um Rechenzeit und Speicherplatz zu sparen, wurden Begrenzungswände für den zu modellierenden Ausschnitt erstellt. In diesem Raum wurde der Fels mit Bällen der Größe 5 – 9 cm dargestellt. Bei der Wahl der Partikelgröße ist auf eine gute Annäherung an den Ist-Zustand zu achten, jedoch ebenso darauf, den Zeitbedarf für die Rechnung gering zu halten. Da in dieser Arbeit zu Beginn mit bereits kalibrierten Werten von FRANZ (2019) gearbeitet wurde, orientierten sich die Ballgrößen grob an den dort gewählten Größen, um eine Übereinstimmung zu gewährleisten. Im Nachhinein zeigte sich aber, dass eine Nachkalibrierung nötig wurde (siehe 11.3. Kalibrierung Materialverhalten). Nach dem Generieren der Bälle wurde das System unter Gravitation ins Gleichgewicht gerechnet. Bei der Modellerstellung (dem Füllen des Modellbereichs mit Bällen) wurde anfangs das lineare Kontaktmodell genutzt, um eine gleichmäßige Anordnung der Bälle zu erreichen. Anschließend erhielten sie die mikromechanischen Parameter und wurden mit dem Linear Parallel Bond Modell gebunden und erneut

ins Gleichgewicht gerechnet. Damit dem Modell in den nachfolgenden Versuchen eine freie Bewegung ermöglicht wird, wurde die Begrenzung durch die Wand der Felsgeometrie aufgehoben und wieder ins Gleichgewicht gerechnet. Nur am unteren und linken Abschluss des Modells blieben die Wände bestehen, damit Partikelverschiebungen dort verhindert werden können, da sich dort der reale Fels fortsetzt.

Im weiteren Verlauf wurden horizontale und vertikale Trennflächen in das Modell eingefügt und eine „Auskehlung“ modelliert. Hierbei wurde ober- und unterhalb einer horizontalen Trennfläche eine ins Felsinnere wachsende Verwitterungszone herausgeschnitten, umso die Auskehlung realitätsnah abzubilden, deren ungefähre Abmessungen ebenfalls wieder mit ImageJ bestimmt worden sind. Eine erneute Rechnung ins Gleichgewicht erfolgte und führte zum Initialzustand des Modells. Alle weiteren Betrachtungen wurden von diesem Initialzustand ausgehend durchgeführt. Für die nachfolgenden Versuche wurde die Fragmentierung aktiviert, sodass getrennte Bereiche farblich unterschiedlich dargestellt werden.



**Abb. 34** Ausgangsmodell in der 1000-Bälle-Version (rechts in rot noch einmal verschoben der mit Bällen gefüllte Bereich zur Darstellung der Fragmente, links: gelb – Auskehlung, rot - Trennflächen)

## 11.5. Sturzzenarien

Weitere Plots befinden sich auf der CD im Ordner Numerik-Plots.

*Fall A: kompletter Absturz der Kluftkörper entlang vertikaler Trennfläche (Abb. 35 bis Abb. 38)*

Um diese Art des Felssturzes auszulösen, wurden die Kohäsion, die Zugfestigkeit und der Reibungswinkel in den Trennflächen wie folgt herabgesetzt:

- vertikale Trennfläche: die oberen Meter schwache Festigkeit, dann mittlere Festigkeit, danach bis zum Schluss schwache Festigkeit aufgrund der großen Auskehlung
- horizontale Trennflächen: Trennflächen mit nur geringer Auskehlung → mittlere Festigkeit, Trennflächen mit großer Auskehlung → schwache Festigkeit

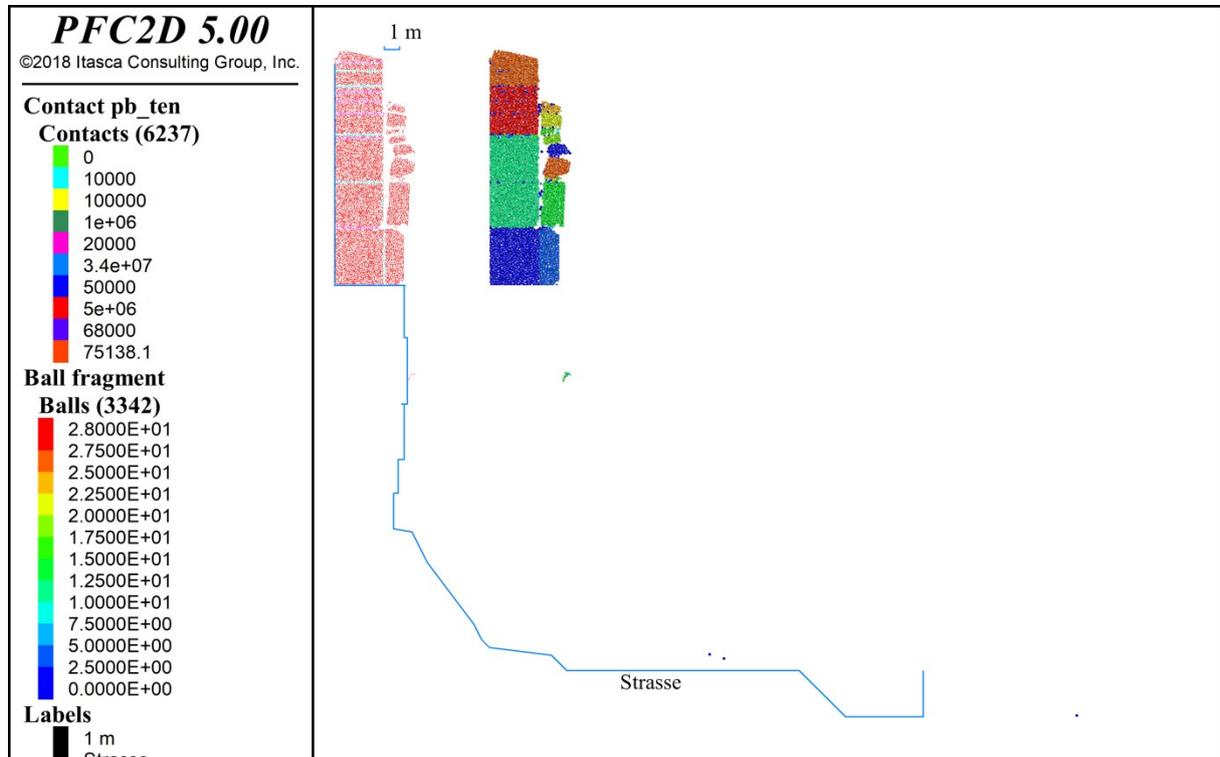
Fall A stellt das Worst-Case-Szenario dar – den sofortigen und kompletten Absturz aller Kluftkörper rechts der vertikalen Trennfläche. Die Trennflächenparameter wurden so stark geschwächt, dass überall sofortiges Versagen auftritt. Die Zahlenwerte haben keinen Bezug zur Realität und wurden nur wegen des gewünschten Ergebnisses angenommen. Dieses Szenario generiert maximalen Verbrauch, ist aber nicht sehr realistisch, da eine Schwächung der Trennflächensysteme durch Verwitterung langsam abläuft. Maximaler Verbrauch wäre dann realistisch, wenn der Sturz der Kluftkörper zeitlich versetzt erfolgen würde, d. h. eine Trennfläche versagt, der Kluftkörper darunter fällt, deshalb muss die darüberliegende Trennfläche mehr Zugspannungen aufnehmen, bis sie ebenso versagt und der nächste Kluftkörper sich löst (Dominoeffekt). Damit es zum Totalabsturz kommt, dürfte keine Trennfläche noch eine so große Festigkeit aufweisen, um den darunterliegenden Felskörper zu halten. Die Wahrscheinlichkeit für eine so starke Festigkeitsminderung in allen Trennflächen ist gering.

Das System wird 60 Sekunden lang in Modellzeit gerechnet.

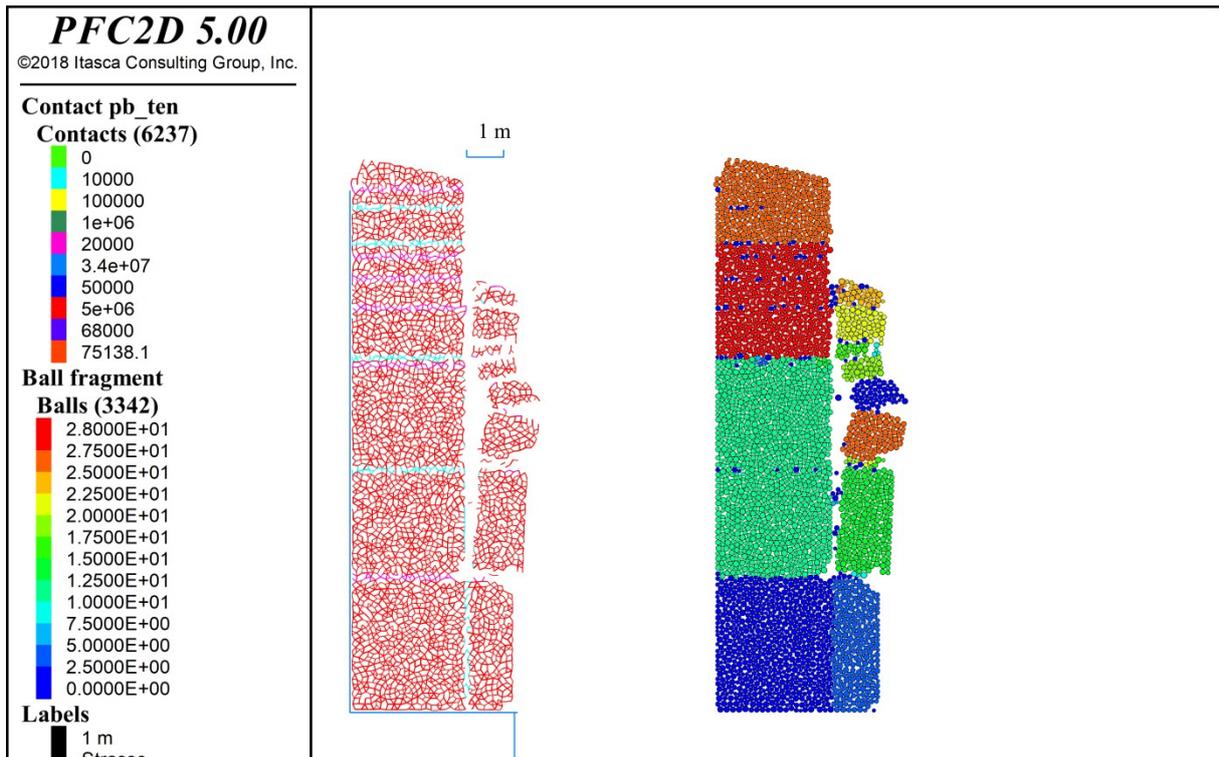
In Abb. 35 ist zu sehen, dass bereits nach 10 Sekunden Versagen eintritt, nur der untere Block hat sich noch nicht losgelöst. In Abb. 36 lässt sich gut das Abknicken als Dreigelenksbogen oder Eulersches Knickproblem (vgl. Abb. 14) erkennen. Obere Kluftkörper brechen ab, der untere Block ist noch hinreichend stabil und es kommt zu einem „Ausbeulen“ und ein Dreigelenksbogen bildet sich heraus.

Nach 100 Sekunden Modellzeit sind alle Kluftkörper rechts der vertikalen Trennflächen abgestürzt bzw. auch der untere Block im Sturzvorgang (zu sehen in Abb. 37).

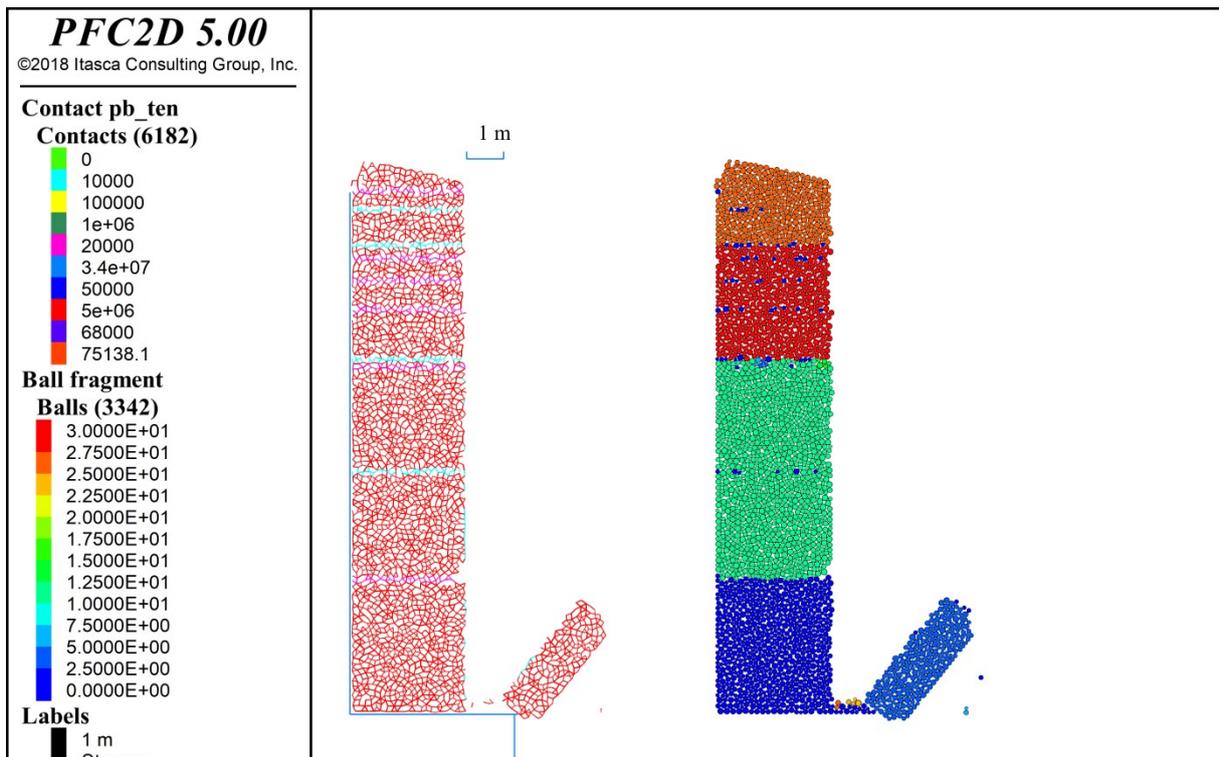
Wie in Abb. 38 dargestellt, erreichen die Sturzkörper die Kirnitzschalstraße. Bei Weiterrechnung würde die gesamte Sturzmasse auf der Straße oder darüber hinaus zum Liegen kommen.



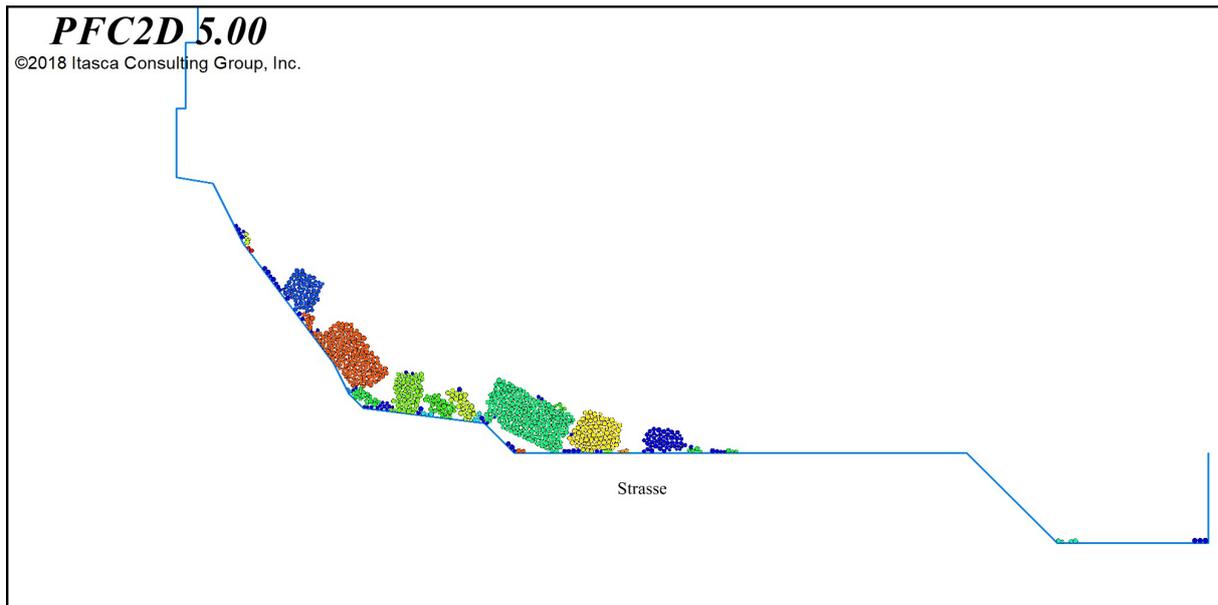
**Abb. 35** Sturzscenario A nach 10 sec – Übersicht



**Abb. 36** Sturzscenario A nach 10 sec – Detail



**Abb. 37** Sturzscenario A nach 100 sec – Detail, der gesamte vordere Bereich versagte



**Abb. 38** Sturzscenario A nach 120 sec – Straßenbereich

*Fall B: Sturz mittiger Bereich, später auch unterer Block, oben stabil (Abb. 39 bis Abb. 41)*

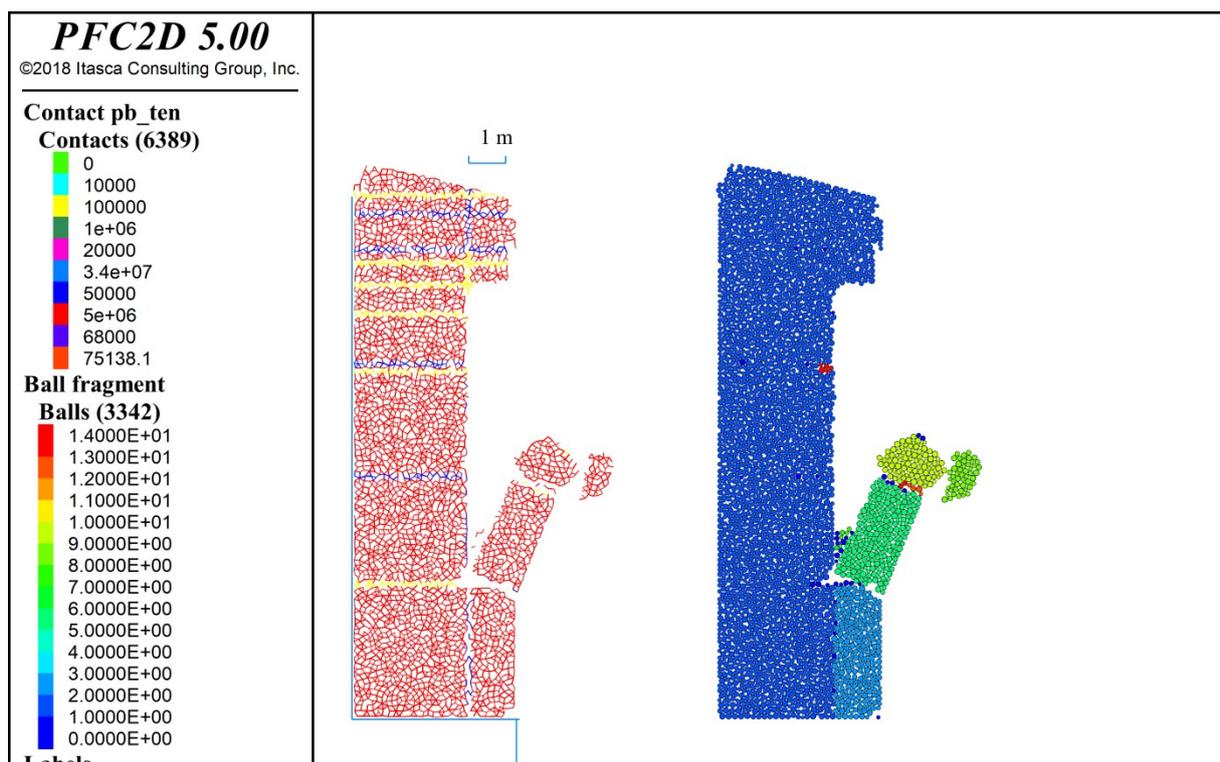
Wie in Abb. 33 zu erkennen ist, weist die Felsgeometrie mittig einen Kluftkörper auf, welcher einen Überhang bildet (vermutlich von einem vorigen Felssturzereignisses stammend). In diesem Fall sollen sich nur der mittlere Block und maximal drei Kluftkörper oberhalb lösen und durch den Aufprall auf den darunter liegenden Kluftkörper auch diesen aus dem Felsverbund herausbrechen.

Die Reduktion der Festigkeitswerte erfolgte ähnlich wie in Fall A, nur dass hierbei allgemein höhere Werte verwendet wurden. Fall B bildet ein realistisches Szenario ab, da hier das Versagen nicht nur aufgrund von niedrigen Festigkeitswerten erfolgte, sondern auch geometriebedingt. Da der mittige Block überhängt, ist seine obere und auch die vertikale Trennfläche gefährdet für Zugversagen, da sich keine stützende Auflagefläche unterhalb findet. Zudem ist er wie auch der untere Block der größte Kluftkörper und weist dementsprechend eine hohe Gewichtskraft auf, welche an den Trennflächen große Spannungen erzeugt. Durch das vorherige Sturzereignis liegen die Trennflächen frei und sind vermehrt verwitterungsanfällig. Es ist am wahrscheinlichsten, dass der Initialbruch an einem überhängenden Kluftkörper entsteht und dadurch noch weitere Felsstürze hervorruft. Durch den Abbruch des mittigen Blockes verlieren der sehr schmale Block und die beiden keilförmigen Blöcke oberhalb ihre stützende Auflage und werden mitgerissen, da sie zudem wegen der größeren Auskehlung schwächere Trennflächen aufweisen. Die obersten Kluftkörper bleiben stabil, da hier die Auskehlung noch nicht so fortgeschritten ist

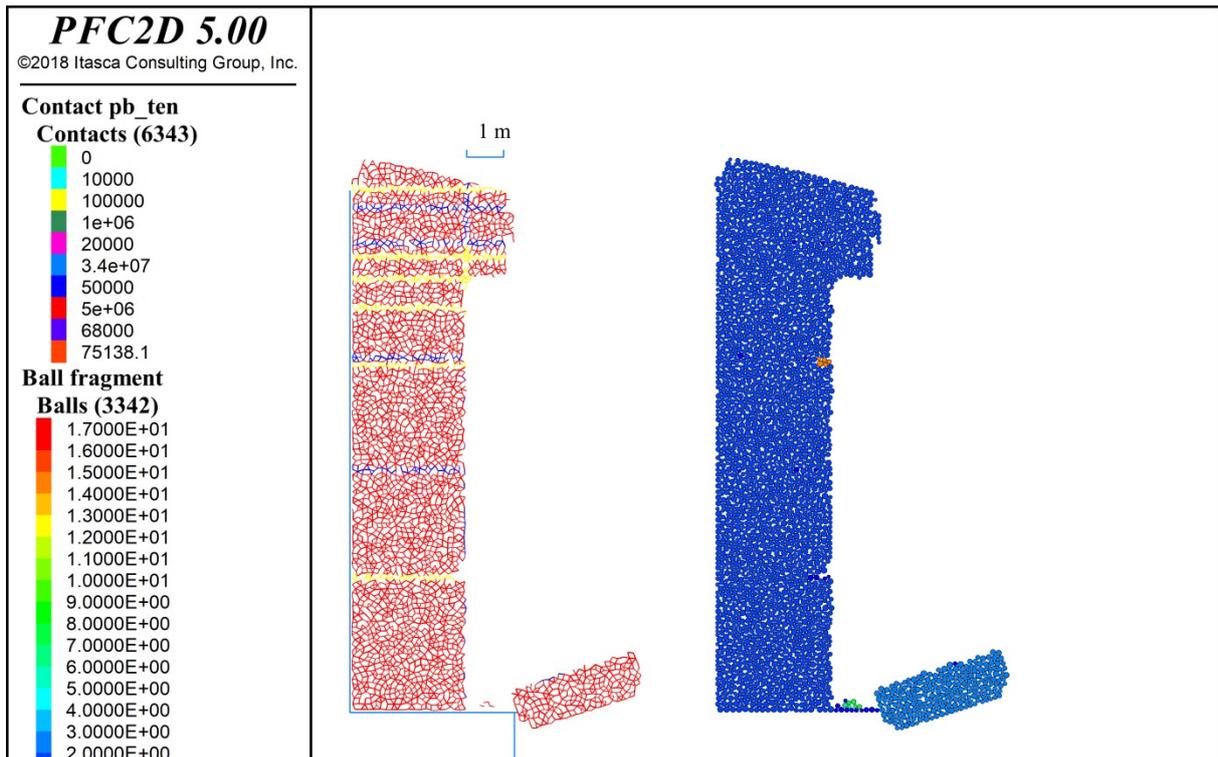
und deswegen die Trennflächen besser vor Verwitterung geschützt sind. Die Aufschlagskraft auf den unteren Block ist ausreichend, um ihn zu Fall zu bringen. In der Realität würde der untere Block vermutlich zerschlagen bzw. ein Stück von ihm abgeschlagen werden.

Die Rechnung dauert erneut 60 Sekunden in Modellzeit.

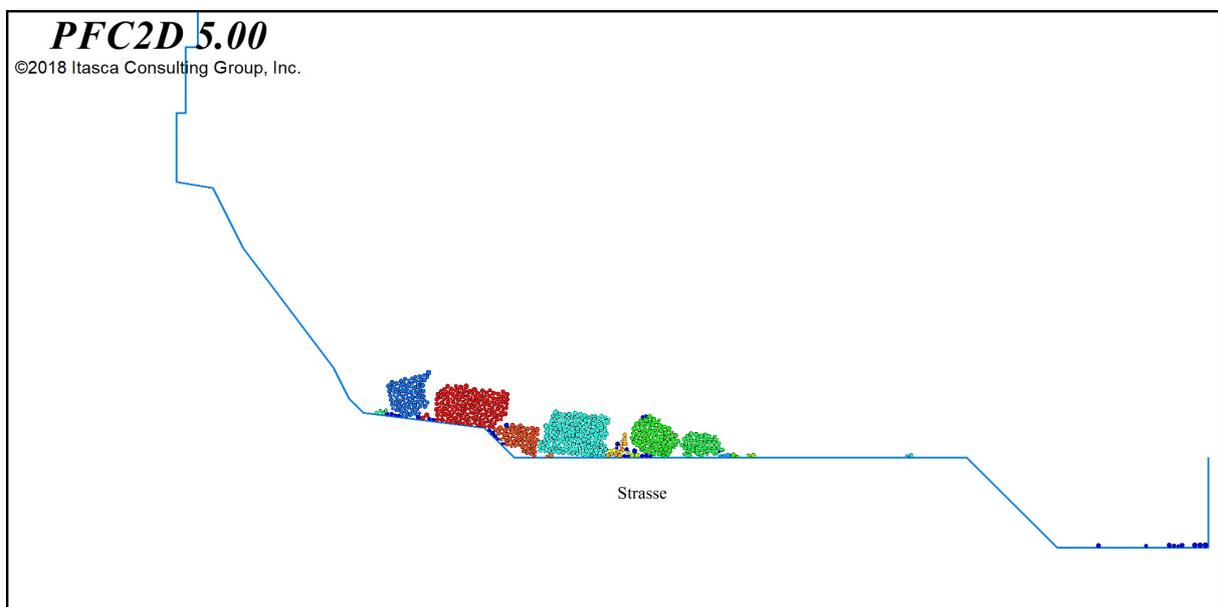
Im Sturzscenario B lösen sich der mittlere Block und drei Kluftkörper (davon ein vernachlässigbar schmaler) oberhalb ab und stürzen auf den unteren noch stabilen Block. Dort beginnt das Kippen (vgl. Abb. 13) der mittleren Blöcke. Durch den Sturz der oberen Kluftkörper wurde der untere Block geschwächt, hat sich gelockert und beginnt nach Ablauf von 80 Sekunden Modellzeit zu stürzen. Nach Ablauf von 120 Sekunden Modellzeit ist nur noch der obere Bereich der Felswand stabil. Erneut stürzen die Felsmassen bis auf die Straße.



**Abb. 39** Sturzscenario B nach 20 sec – Detail



**Abb. 40** Sturzscenario B nach 80 sec – Detail



**Abb. 41** Sturzscenario B nach 120 sec – Straßenbereich

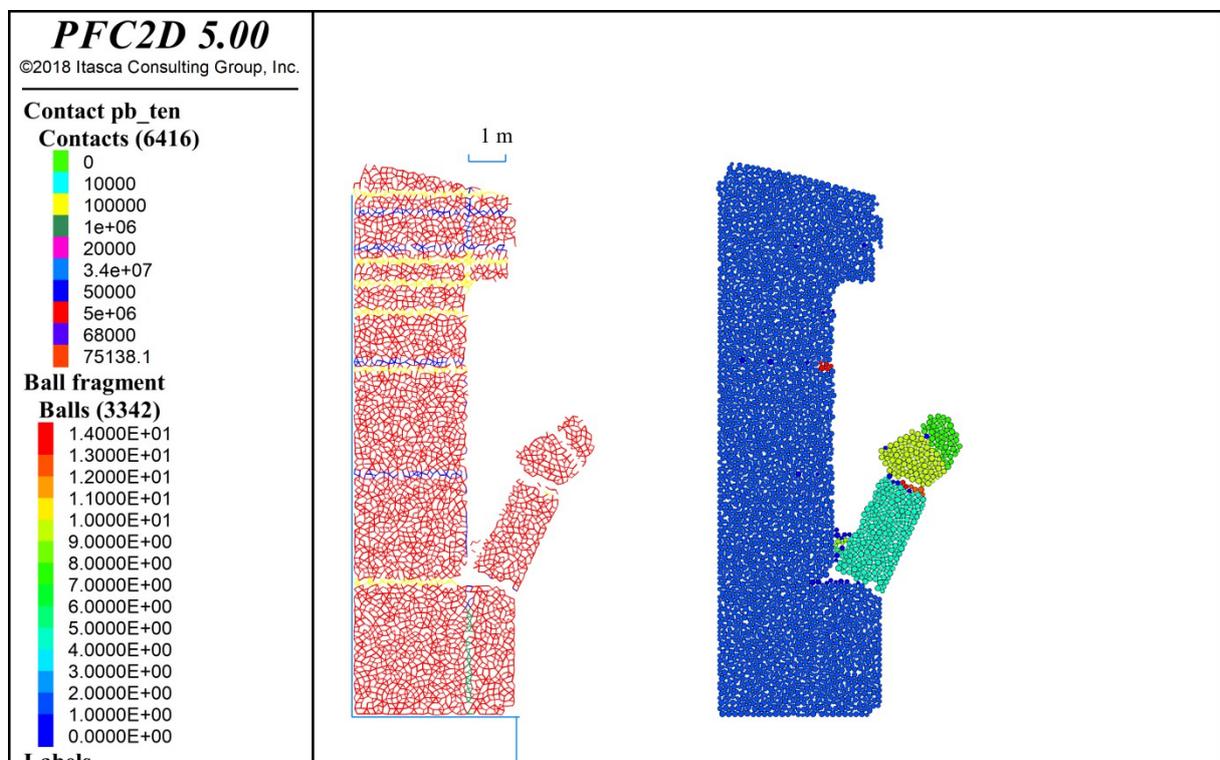
*Fall C: Sturz mittlerer Bereich, unten und oben stabil (Abb. 42 bis Abb. 44)*

Damit sich nur der mittige Block und maximal drei Kluftkörper oberhalb lösen, wurden die horizontalen Trennflächenwerte wie in Fall B reduziert. Bei der vertikalen Trennfläche wurde im Bereich des unteren Blockes eine höhere Festigkeit eingeschrieben als in den anderen Bereichen. Begründen lässt sich dies, da der untere

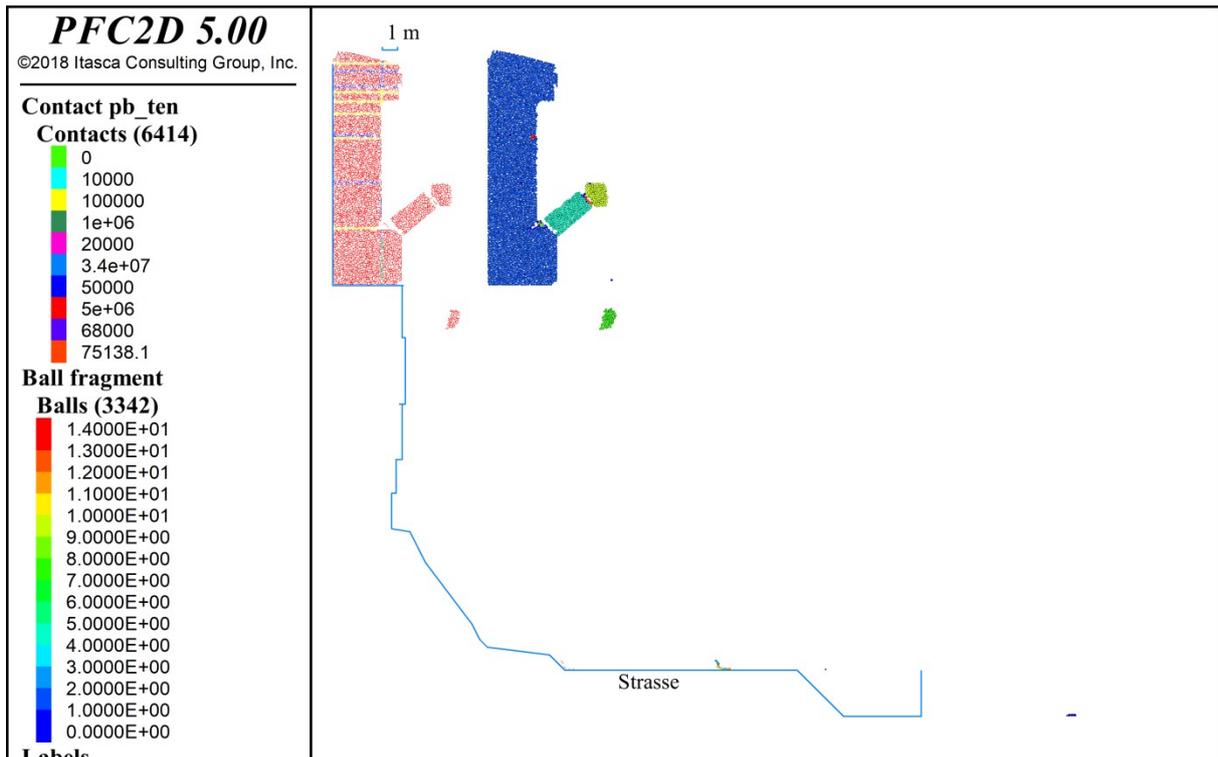
Block an eine Felswand anschließt, die keine übermäßige Auskehlung aufweist (wie der obere Teil) und somit die Verwitterung noch nicht so stark fortgeschritten ist. Dieser Fall ist an sich eine Variante zu Fall B, mit dem Unterschied, dass der untere Block stabil bleibt. Dieses Szenario ist ebenso wahrscheinlich und hängt von den realen Festigkeitswerten in der Trennfläche ab, welche jedoch unbekannt sind.

Auch hier wurde das Modell wie oben gerechnet.

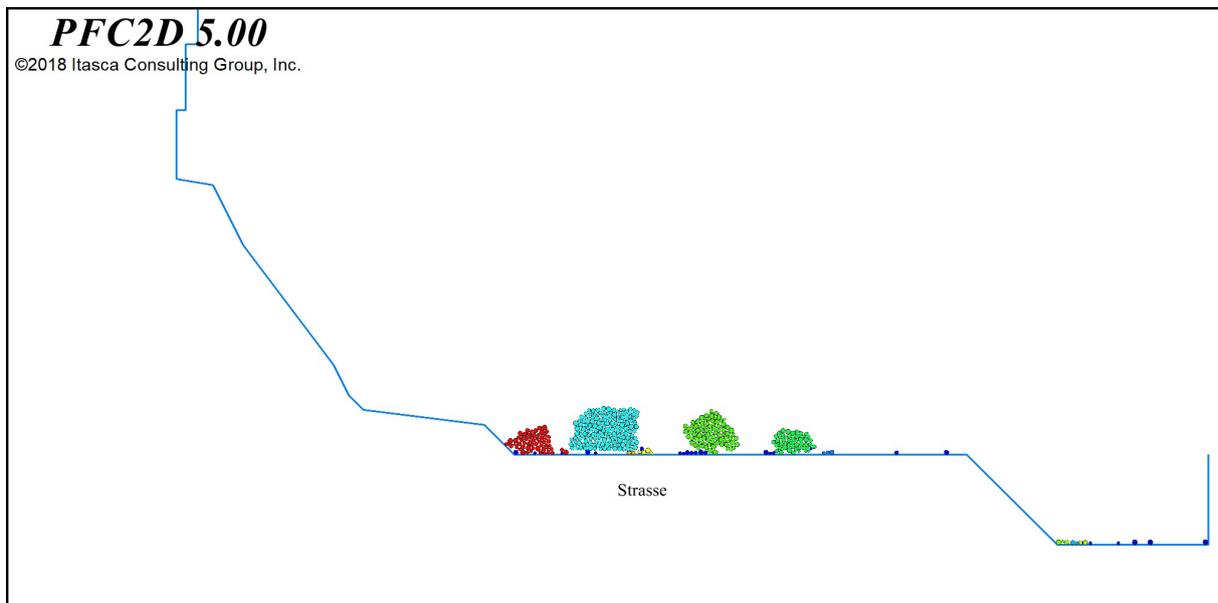
Es erfolgt wie in Fall B ein Sturz der mittleren Felskörper, ein Kippprozess beginnt, der untere Block stürzt diesmal nicht (Abb. 42 und Abb. 43). Abb. 44 zeigt, dass auch hier die gestürzten Blöcke die Straße erreichen.



**Abb. 42** Sturzscenario C nach 20 sec – Detail



**Abb. 43** Sturzscenario C nach 30 sec – Übersicht



**Abb. 44** Sturzscenario C nach 120 sec – Straßenbereich

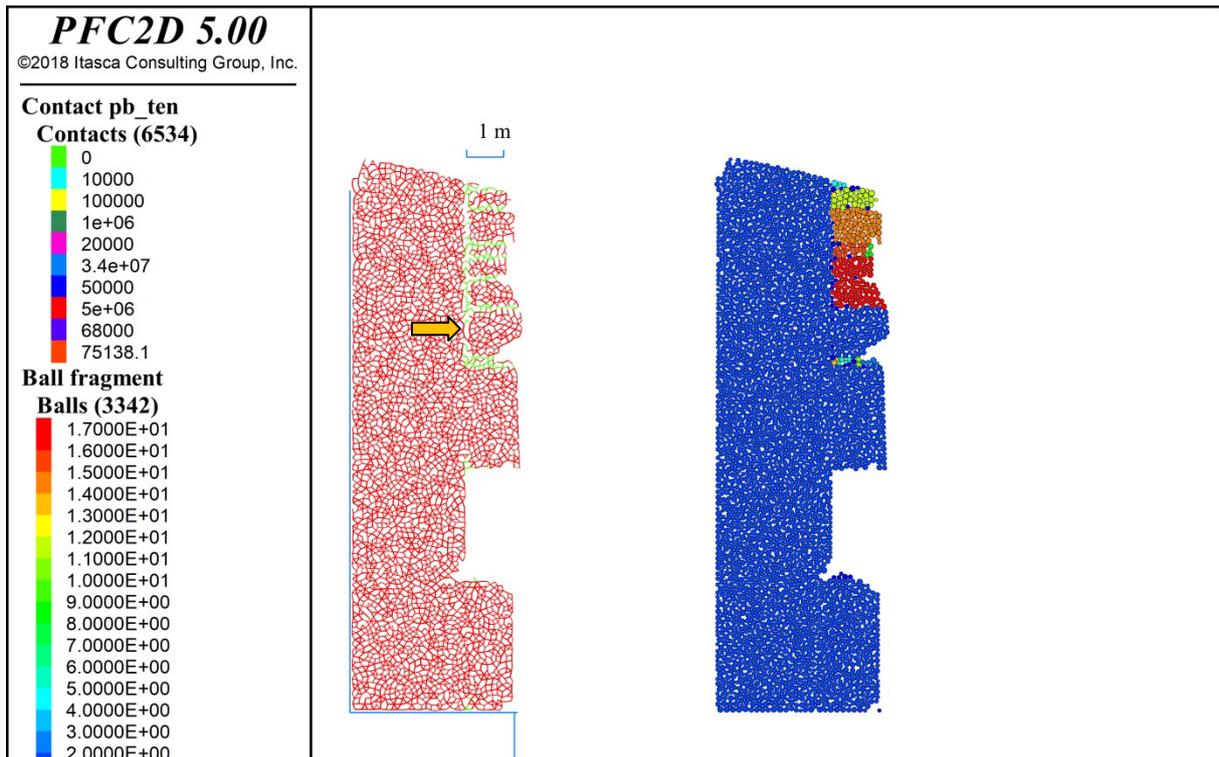
*Fall D: Fortschritt Totalverwitterung vertikale Trennflächen nach unten, horizontale Trennfläche nach oben im Verhältnis 1:10 (Abb. 45 bis Abb. 48)*

In diesem Fall wurde angenommen, dass sich die Verwitterung entlang der vertikalen Trennfläche von oben mit 50 cm pro Verwitterungsschritt ausbreitet. An der Oberfläche greifen Erosions- und Verwitterungsprozesse stärker an als an Schicht-

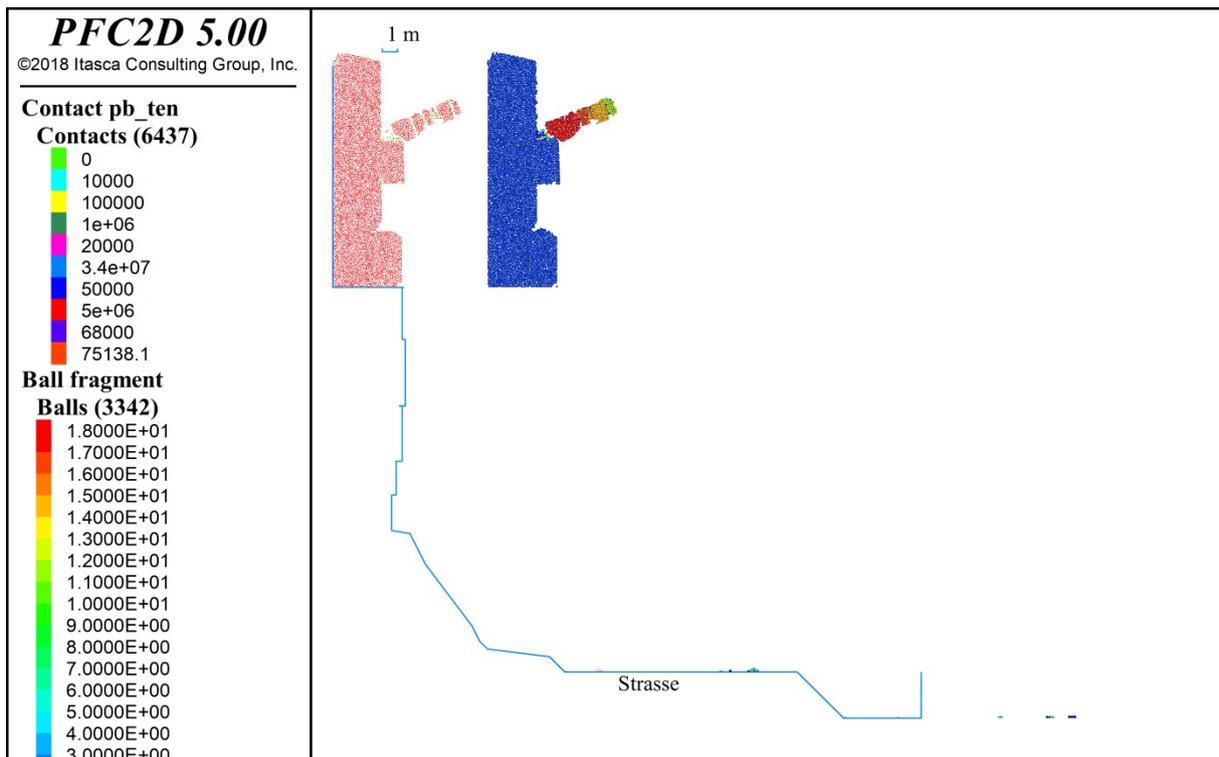
fugen und horizontalen Trennflächen. Deswegen breitet sich die vertikale Verwitterung von den horizontalen Trennflächen nach oben nur mit 5 cm pro Verwitterungsschritt aus. Die Werte für Zugfestigkeit, Kohäsion und Reibungswinkel werden der Einfachheit halber null gesetzt. Die horizontalen Trennflächen sind vereinfachend von Anfang an zersetzt (keine Festigkeit mehr vorhanden) angenommen wurden.

Jeder Schritt und somit jedes Heranschreiten der Verwitterung wird 60 Sekunden Modellzeit gerechnet, damit ein möglicher Sturz zu diesem Zeitpunkt absehbar ist. In diesem Fall wird versucht, eine Schwächung der Trennflächensysteme annähernd realistisch abzubilden und durch zeitliche Verwitterung einen Felssturz zu simulieren. Am Ende sind auch alle Felskörper wie in Fall A abgestürzt, aber zeitlich versetzte Stürze sind wirklichkeitsgetreuer als sofortiges Totalversagen (siehe Fall A). Sobald die vertikale Trennfläche eines Blockes vollständig zersetzt ist, löst sich dieser aus dem Verbund und stürzt hinab.

Nach 9 Verwitterungsschritten sind die oberen Bereiche der vertikalen Trennfläche beinahe vollständig durchgewittert; die Bälle rechts zeigen die Fragmentierung der einzelnen Kluftkörper bereits an. Nur eine Partikelverbindung ist noch stabil, diese verhindert den kompletten Absturz der oberen Kluftkörper (siehe Pfeil in Abb. 45). Bei einem weiteren Verwitterungsschritt ist auch diese Bindung gelöst und es kommt zum Sturz der oberen Kluftkörper (siehe Abb. 46). Wie bereits in Abb. 45 verhindert ebenso in Abb. 47 eine noch stabile Partikelbindung den Absturz des mittigen Blockes (siehe Pfeil). Im nächsten Verwitterungsschritt ist die gesamte restliche Trennfläche betroffen, sodass auch der mittige Block abstürzt. Letztlich bleibt nach 16 Verwitterungsschritten nur der untere Block noch stabil. Auch hier ist der komplette Straßenquerschnitt vom Felssturz betroffen.



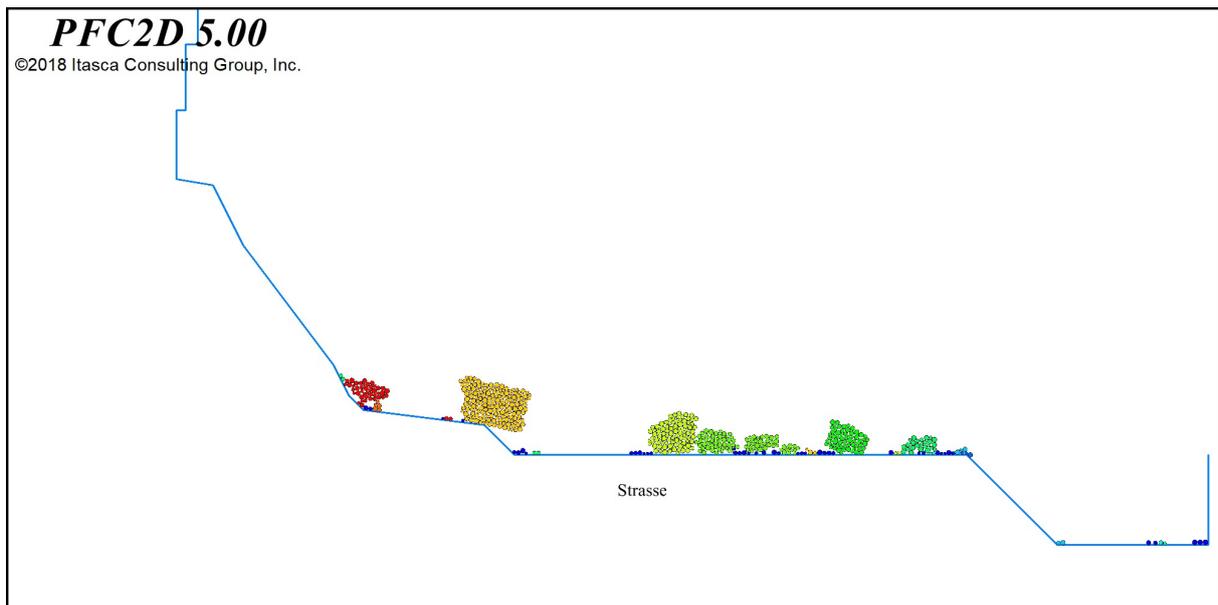
**Abb. 45** Sturzscenario D nach 9 Verwitterungsschritten – Detail



**Abb. 46** Sturzscenario D nach 10 Verwitterungsschritten – Übersicht



**Abb. 47** Sturzzenario D nach 15 Verwitterungsschritten – Detail



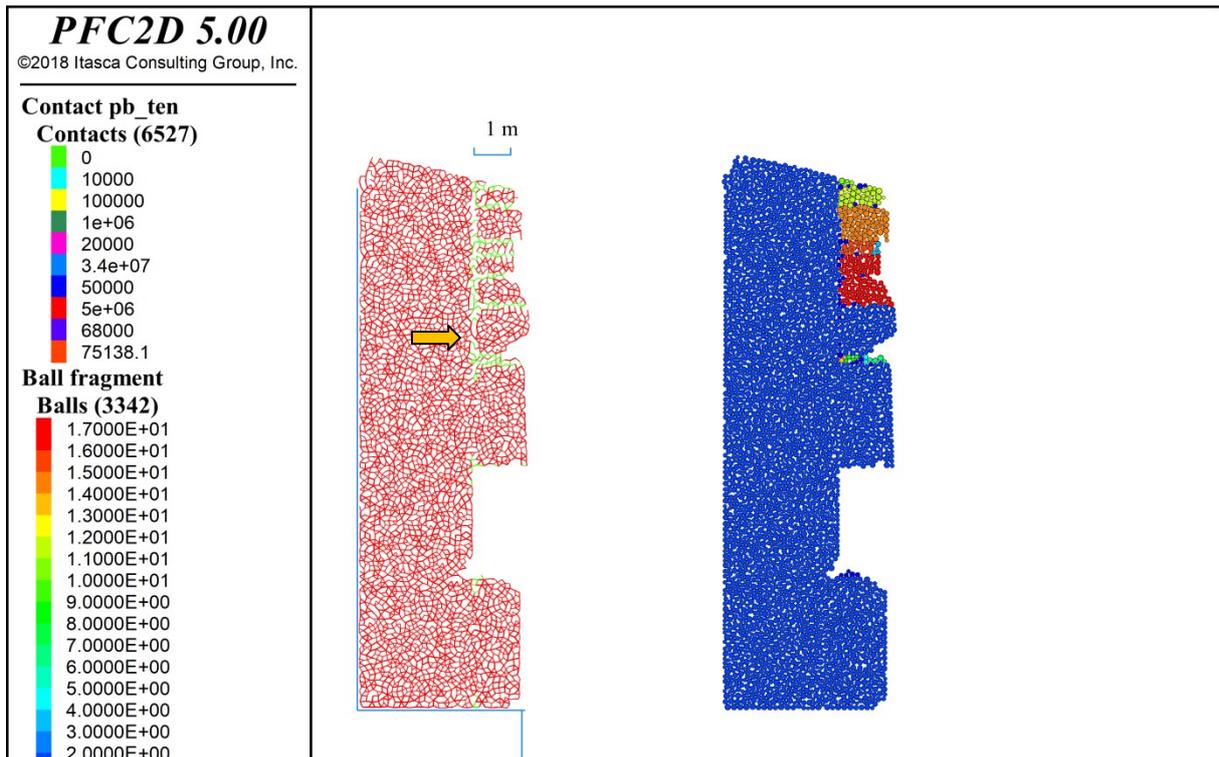
**Abb. 48** Sturzzenario D nach 16 Verwitterungsschritten – Straßenbereich

*Fall E: Fortschritt Totalverwitterung vertikale Trennflächen nach unten, horizontale Trennfläche nach oben und unten im Verhältnis 1:10 (Abb. 49 bis Abb. 52)*

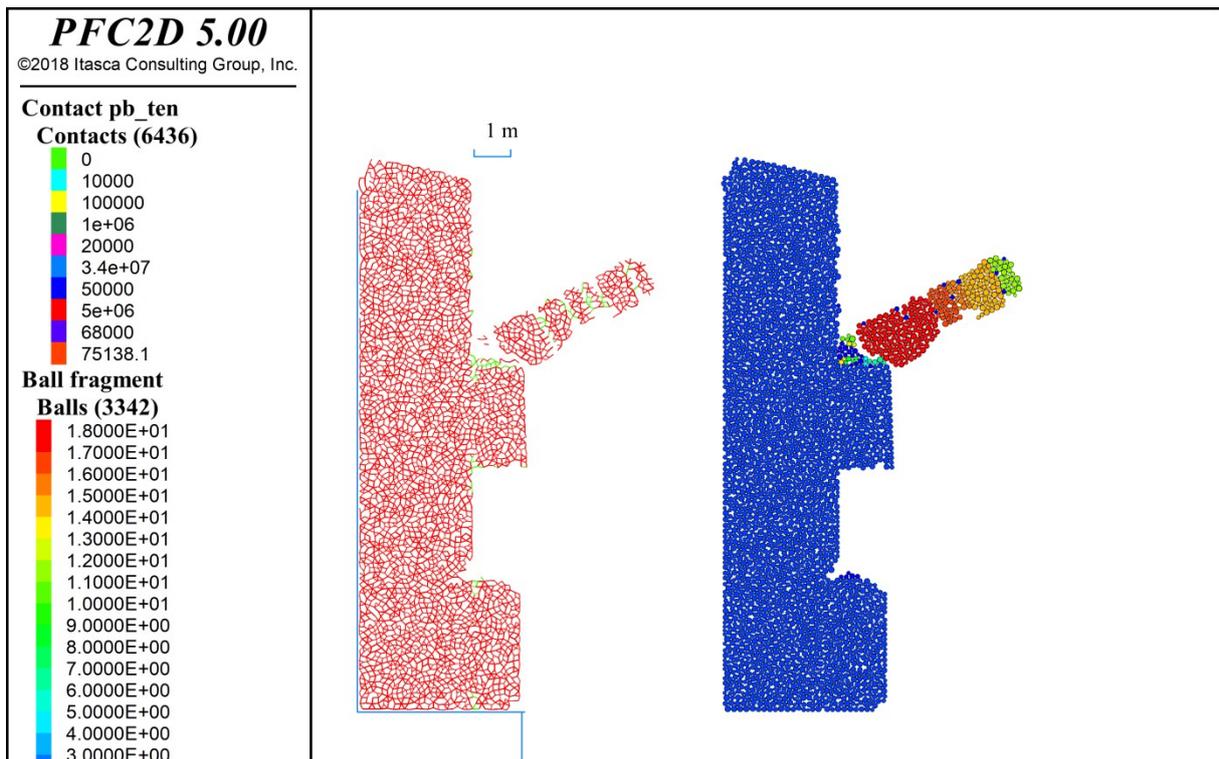
Dieser Fall wird wie D gerechnet, allerdings breitet sich die vertikale Verwitterung an den horizontalen Trennflächen hier mit je 5 cm nach oben und unten aus. Dies ist im Vergleich zu Fall D sogar noch realistischer, da die Verwitterung sich ebenso oder sogar vermehrt nach unten ausbreitet als nach oben. So müsste z. B. die Ver-

witterung durch Wasser (Auswaschungen durch Niederschläge, Porenwasser etc.) aufgrund der Schwerkraft verstärkt nach unten wirken, da Wasser abwärts fließt. Der unterschiedliche Verwitterungsfortschritt soll hier jedoch nicht vertiefend untersucht werden, deswegen wird vereinfachend von einem gleichschnellen Fortschreiten mit und entgegen der Schwerkraft ausgegangen.

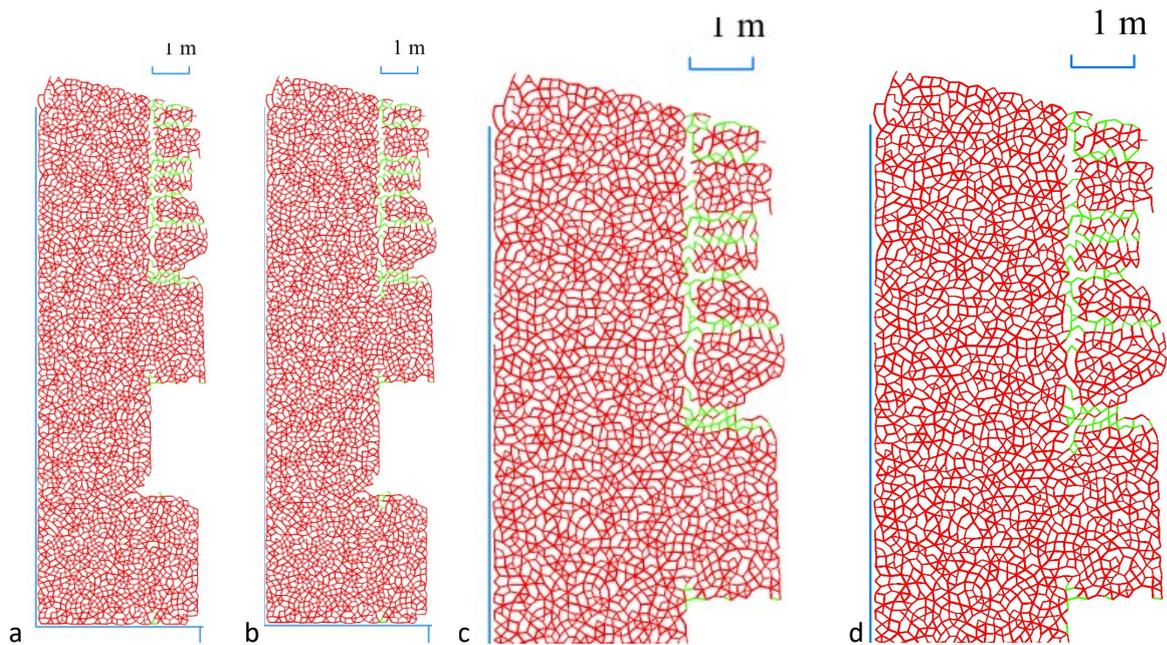
Nach 9 Verwitterungsschritten sind die oberen 4 Kluftkörper bereits vollständig von der vertikalen Trennfläche gelöst, ebenso der schmale Körper oberhalb des mittigen Blockes. Nur ein kleiner Bereich (siehe oranger Pfeil in Abb. 49) ist noch verbunden. Weil dieser Block noch stabil ist und zudem für die oberen Kluftkörper eine sehr große Auflage bietet, kann sich kein Kippmoment herausbilden. Der Sturz tritt erst ein, wenn die verbleibenden Bindungen instabil werden, wie dann in Abb. 50 zu sehen ist. Der Vergleich des Verwitterungsfortschrittes zwischen den Sturzscenarioen D und E ist in Abb. 51 dargestellt. Bei dem Fall D erfolgte eine Verwitterung von den horizontalen Trennflächen ausgehend nur nach oben, bei Fall E auch nach unten, dies lässt sich gut an den Detailbildern c und d erkennen. Schlussendlich gab es von der Verwitterungsdauer keinen signifikanten Unterschied, da der erste Felssturz der Kluftkörper oberhalb des mittigen Blockes bei beiden Fällen während des 10. Verwitterungsschritt einsetzt. Dies lässt sich in der sehr kleinen Fortschrittsrate der Vertikalverwitterung von den horizontalen Trennflächen ausgehend begründen. Sie beträgt nur ein Zehntel der Vertikalverwitterung von oben. Bei einer anderen Felsgeometrie mit kleineren Trennflächenabständen und stärkerer Auskehlung wäre es möglich, dass im Fall E der erste Felssturz eher eintritt als im Fall D. Mit dem Sturzscenario E ließ sich erneut eine Felssturzgefährdung nachweisen. Bei Weiterrechnung würde auch der mittige Block (in Abb. 52 rot gefärbt) die Straße erreichen.



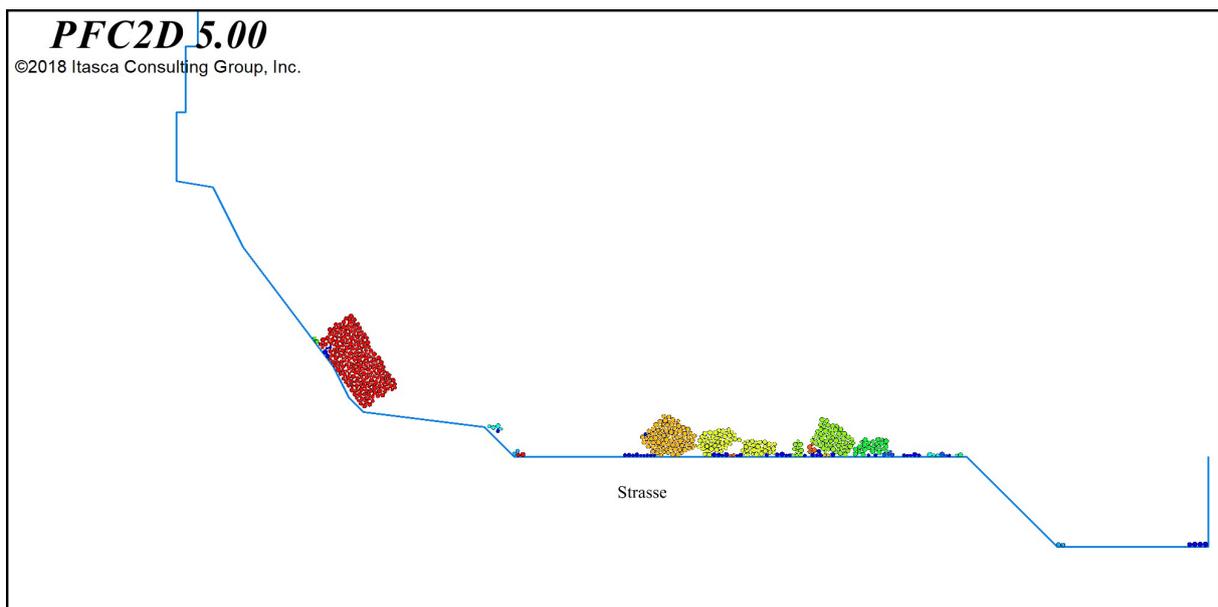
**Abb. 49** Sturzscenario E nach 9 Verwitterungsschritten – Detail



**Abb. 50** Sturzscenario E nach 10 Verwitterungsschritten – Detail



**Abb. 51** Vergleich des Verwitterungsfortschrittes nach 9 Schritten zwischen Fall D und E: a – Gesamtaufnahme D, b – Gesamtaufnahme E, c – Detailaufnahme D, d – Detailaufnahme E



**Abb. 52** Sturzscenario E nach 16 Verwitterungsschritten – Straßenbereich

### *c-φ-σ<sub>r</sub>-Reduktion*

In der Bodenmechanik wird die c-φ-Reduktion benutzt, um die Standsicherheit, insbesondere bei Böschungen, einzuschätzen. Hierbei erfolgt eine schrittweise Reduktion der beiden Festigkeitsparameter Kohäsion c und Reibungswinkel φ bis Systemversagen eintritt. Der „letzte“ Verringerungsfaktor, bei dem die Stabilität des Gesamtsystems erhalten bleibt, heißt Sicherheitsfaktor. Dieses Konzept ist auf Ge-

birge erweiterbar, wenn die Parameter der Gesteinsmatrix und die der Trennflächen verringert werden und zusätzlich die Zugfestigkeit mit verringert wird. In dieser Arbeit wird nur Trennflächenversagen als Hauptversagensmechanismus betrachtet, deshalb wird die  $c\text{-}\varphi\text{-}\sigma_t$ -Reduktion hier als „Spezialfall“ angewendet. So ergibt sich die  $c\text{-}\varphi\text{-}\sigma_t$ -Reduktion (WALTER & KONIETZKY, 2008):

Kohäsion und Zugfestigkeit unterliegen einer direkten Verringerung. Der neue Wert wird aus dem Quotient von altem Wert und Verringerungsfaktor  $SF_i$  in der  $i$ -ten Stufe berechnet.

Die Berechnung des Reibungswinkels  $\varphi$  dagegen erfolgt über die Formel

$$\varphi_{SF_i} = \arctan(\tan(\varphi)/SF_i). \quad (9)$$

Hierfür wurde ein neues Sturzscenario gewählt, bei dem nur der mittige Einzelblock fällt. Durch die Einzelblockbetrachtung ist es einfacher, den Sicherheitsfaktor für das Versagen der Trennfläche zu bestimmen. Die Verwitterungsszenarien (Fall D und E) sind für die  $c\text{-}\varphi\text{-}\sigma_t$ -Reduktion im Rahmen dieser Arbeit zu komplex. So wurde aus den verbleibenden Szenarien der Fall C ausgewählt und dieser noch vereinfacht. Wie in dem vermutlich schon geschehenen Felssturz, aus dem der Überhang resultiert, ist auch da nur der Einzelblock gestürzt, ansonsten blieb der Felsverbund stabil. Ebenso wurden dieselben Festigkeitswerte in der horizontalen und der vertikalen Trennfläche vorausgesetzt. Bei mehreren Trennflächen würde neben der Festigkeitsverminderung auch die Felsgeometrie eine Rolle spielen und unter Umständen ergeben sich unterschiedliche Sicherheitsfaktoren für die einzelnen Trennflächen. Eine weiterführende Untersuchung wäre denkbar, wenn die vertikale und die horizontale Trennfläche jeweils verschiedene Sicherheitsfaktoren aufweisen würden. So könnte der Einfluss der Ausrichtung der Trennflächen und der Geometrie, welche die Gewichtskraft der Klufkörper bestimmt, untersucht werden. Der Sturz erfolgt dann, wenn die reduzierte Festigkeit den Belastungen durch Zugspannungen nicht mehr standhält. Durch Probieren wurde der Bereich der Sicherheitsfaktoren begrenzt. Über eine Schleifenfunktion (loop) in einer speziellen FISH-Funktion wurden mehrere Reduktionswerte abgearbeitet und für jeden Wert die  $c\text{-}\varphi\text{-}\sigma_t$ -Reduktion angewendet. Die Zahlenwerte entsprechen den gewählten Sicherheitsfaktoren für die Berechnung. Der Versuch wurde mit den Faktoren  $SF_1 = 25$ ,  $SF_2 = 30$ ,  $SF_3 = 35$ ,  $SF_4 = 40$  und  $SF_5 = 50$  durchgeführt. Für die ersten beiden Sicherheitsfaktoren bleibt das System stabil, bei  $SF_3 = 35$  kommt es zum Sturz des mittigen Blockes. Somit lässt sich schlussfolgern, dass das System stabil ist mit einem Sicherheitsfaktor von etwa 30.

## 11.6. Auswertung der numerischen Berechnungen

Die numerische Berechnung umfasst die Parameterkalibrierung für das gewünschte Materialverhalten und die 6 Sturzscenarien (beim letzten Szenario über die  $c$ - $\phi$ - $\sigma_t$ -Reduktion). In dem hier benutzten Modell weisen sowohl das Gesamt- als auch das Trennflächensystem dasselbe Kontaktgesetz (Linear Parallel Bond) auf. Versuche mit dem Smooth-Joint-Model in den Trennflächen, wie bei FRANZ (2019) angewendet, brachten zu Beginn nicht die gewünschten Ergebnisse, deswegen wurde der Ansatz vereinfacht und ein einheitliches Kontaktgesetz verwendet. Die Schwächung der Trennflächensysteme erfolgte über Bereichsbegrenzungen (ranges).

Da sich für die Endberechnung die Anzahl der Bälle um den Faktor 3,5 erhöhte, war eine Neukalibrierung der Materialparameter notwendig. Hierfür wurde von einer zu erzielenden Zugfestigkeit von rund 3,5 MPa ausgegangen. Die Trennflächenparameter wurden in den verschiedenen Versuchen verringert und teilweise bei kompletter Verwitterung null gesetzt. Potentielles Versagen ist primär an das Kluftsystem gebunden (ebenso modellbedingt, da der kompakte Fels nicht geschwächt wurde). Das Kluftsystem wird stark von der Topographie bestimmt. Versagen tritt an den von steil stehenden Klüften und horizontalen Bankungsfugen gebildeten Kluftkörpern auf. Zugspannungs- und Scherversagen in der Gesteinsmatrix wurde nicht untersucht. Der ermittelte Sicherheitsfaktor von etwa 30 scheint recht hoch zu sein, jedoch kann die Festigkeit durch Verwitterung relativ schnell sehr stark absinken (vgl. hierzu Tab. 2). Außerdem sind die In-Situ-Verhältnisse in den Trennflächen unbekannt. So sind ebenda einaxiale Druckfestigkeiten für unverwitterten Fels von 50 – 250 MPa angegeben, während bereits stark entfestigter Fels nur noch einen Wert von 1 – 5 MPa aufweist – um den Faktor 50 weniger. Mäßig bis stark entfestigtes Gestein ist durch (starke) Verfärbungen, Brüchigkeit und Absandung gekennzeichnet. All diese Merkmale sind teilweise in den entstandenen Fotos wiederzufinden, siehe Abb. 53. In dieser bodennahen Auskehlungszone zeigt das Gestein starke Verfärbungen (gelb – orange), einige plattenförmige Stücke sind bereits abgebrochen, Absandung ist durch Erosion zu erkennen. Im Allgemeinen macht das Gestein einen mürben, beinahe löchrigen Eindruck. Von der Felsgruppe bei Mastnummer 58 (welche numerisch modelliert wurde) konnten aufgrund der Wandhöhe des betrachteten Bereiches keine näheren Untersuchungen bezüglich des Verwitterungsfortschrittes gemacht werden. Generell ist jedoch davon auszugehen, dass die Verwitterung an ungeschützten Expositionen (Bodennähe, Felsoberfläche, Überhänge, herausragende Kluftkörper) stärker ausgeprägt ist als an weniger ausgesetzten Bereichen.



**Abb. 53** Geschwächter Fels mit verringerten Festigkeiten durch Verwitterung (Beispiel bei Mastnummer 79)

Von den untersuchten Szenarien ist der Fall E und der Sturz des mittigen Blockes (durch  $c$ - $\phi$ - $\sigma_t$ -Reduktion) am realistischsten, da hier zum einen mit fortschreitender Verwitterung gearbeitet, zum anderen geometriebasiert ein ausgewähltes Trennflächensystem bis zum Versagen geschwächt wurde.

Von jedem Sturzscenario ging eine direkte Gefährdung für die Straßensicherheit aus, da die Sturzmassen auf der Straße landeten. Die numerischen Berechnungen stellen nur die Folgen einer Schwächung der Trennflächensysteme dar. Über den genauen Verwitterungsfortschritt kann hier keine Aussage getroffen werden. Dies wäre jedoch durchaus weitere Untersuchungen wert und würde wertvolle Erkenntnisse zum zeitlichen Einfluss bringen.

Im Vergleich zu den analytischen Methoden wie die Lagenkugelprojektion (vgl. Kapitel 4), Empirische Methodik nach HEIM und EVANS & HUNGR (1993) (vgl. Kapitel 7) oder Programmen wie RocFall bietet sich mit der Numerik eine sehr individuelle und viel genauere Möglichkeit auf Sturzprobleme einzugehen, welche allerdings ihre Grenzen und auch ihren Aufwand hat. Das erstellte Modell bildet natürlich nie die Wirklichkeit ab, sondern ist nur eine Annäherung daran, denn zu viele Parameter können nicht genau bestimmt werden. Zudem wurden hier in dieser Arbeit Niederschläge, Poren- und Kluftwässer, Frost- und Wurzelsprengung außer Acht gelassen. In der Natur kommt es zu einem Zusammenspiel von einer Vielzahl von Faktoren (inklusive des Zufalls), die nicht immer als Zahlenwert niedergeschrieben werden können. Der Sicherheitsfaktor gibt eine Orientierung bezüglich der Standsicherheit, jedoch sollte der Wert auch mit dem richtigen Verständnis interpretiert werden. Zu bedenken ist auch, dass die Kalibrierung des Materialverhaltens allein auf der Zug-

festigkeit basiert und andere Parameter wie Druckfestigkeit, Kohäsion usw. vernachlässigt wurden.

## 12. Auswertung der Felsklassifikation

In dieser Arbeit wurden verschiedene Klassifizierungssysteme betrachtet. Nachfolgend eine kurze Auflistung, in Tab. 6 ein Vergleich der Systeme:

RMR- und Q-System: Bestimmung der Gebirgsklasse durch ingenieurgeologische Kennwerte;

GSI-System: basiert rein auf zwei geologischen Faktoren – Klüftigkeit und Verwitterungsgrad;

Hessen Mobil: sowohl ingenieurgeologische Faktoren als auch Umgebungsinformationen (Wandhöhe, Straßennähe, Bewuchs etc.);

Ampelsystem: visuelle Risikobewertung durch Geländebegehung.

Die Gebirgsklasse wird bestimmt anhand:

- der Standfestigkeit des Felsens an sich (RMR-, Q-, GSI-System):
  - Gesteinsmechanische Parameter bzw. bei GSI Abschätzung von Verwitterung und Klüftigkeit;
  - aber keine Informationen zur Gefährdung (Straßennähe, Wandhöhe, Bewuchs);
  - somit ein rein gebirgsmechanischer Wert ohne Bezug zur Umwelt.
- Bewertung der Umgebung und Einschätzung des Felsens (Hessen Mobil):
  - Abschätzung des Gefährdungspotential (Straßennähe, Wandhöhe, Bewuchs);
  - keine genaue Bestimmung von Gesteinsparametern, nur subjektive Schätzung;
  - somit ein anwendungsbezogener Orientierungswert für die Gefährdungabschätzung.
- persönliche Einschätzung der Gefährdung ohne Gesteinsparameter (Ampelprinzip):
  - auf individuelle Besonderheiten kann eingegangen werden;
  - somit können auch punktuelle Auffälligkeiten (Überhänge, Kluftkörper), welche in keine Kategorie bei den obigen Systemen eingeordnet werden können, beachtet werden.

**Tab. 6** Vergleich der Klassifizierungssysteme

Klassifizierungsart	Vorteil	Nachteil
RMR & Q	- Einfluss der Gebirgsparameter (relativ genaue Werte)	- RQD-Wert nur durch Bohrung zu bestimmen (nicht immer möglich bzw. hoher Aufwand!) -keine Umgebungsinformationen
GSI	- Einfluss der Klüftigkeit und Verwitterung (aber keine genauen Werte!)	- Einschätzung des Trennflächengefüges sehr subjektiv - nur zwei Parameter - abgeleitete Verformungsmoduln oftmals zu hoch - keine Umgebungsinformationen
Hessen Mobil	-Einfluss von Geometrie, Hydrologie, Biologie, Geologie -Gefährdungsaspekte bzgl. Straße und Umgebungsinformationen	-teilweise subjektive Einschätzung -wenig genaue Werte zur Standsicherheit des Felsens an sich
Ampelprinzip	-optische Einschätzung direkt vor Ort -Besonderheiten (Überhänge, Kluftkörper etc.) werden bewertet	- keine Gesteinsparameter - subjektiv

Um eine allumfassende Bewertung erreichen zu können, kann deshalb nicht nur ein System angewendet werden, da jedes System Stärken und Schwächen aufweist, die sich wiederum in Kombination sehr gut ergänzen.

Bei Beschränkung der Bewertung auf die gesteinsmechanischen Systeme könnten sich folgende Probleme ergeben:

- Gebirgsklasse hoch (d. h. standfest), aber durch Überhänge und auskragende Klufkörper erhöhtes Gefahrenpotential;
- selbige Gebirgsklasse, aber unterschiedliches Erscheinungsbild, je nach Bewertung der Faktoren;
- Abschätzen der Zuordnungskriterien – nicht immer geeignete Kategorie vorhanden;
- keine Einordnung von punktueller Gefahr (begrenzte Verwitterungszonen, Überhang etc.);
- Aussage zur Gebirgsfestigkeit der gesamten Felsgruppe → Homogenität vorausgesetzt.

Diese Systeme liefern zwar verlässliche ingenieurgeologische Parameter, können aber nicht die Inhomogenität einer Felsböschung widerspiegeln. Deswegen erfolgt die Anwendung überwiegend im Tunnelbau und an Bohraufschlüssen.

Bei Beschränkung der Bewertung auf die subjektiven Systeme könnten sich folgende Probleme ergeben:

- Bewertung je nach Bearbeiter unterschiedlich;
- keine fundierte Grundlage durch Messungen.

Das Formblatt Hessen Mobil bietet bereits eine gute Grundlage beim Versuch, beide Bewertungsmöglichkeiten zu kombinieren. Doch auch hier kann ausschließlich in Kategorien bzw. Wertebereiche zugeordnet werden und somit ist nur eine grobe Abschätzung der Gefährdung möglich. Die Anwendung des Formblattes ist deswegen für einen Gesamtüberblick geeignet, um nach potentiellen Gefährdungen zu suchen, welche dann jedoch genauer untersucht werden müssen.

Ein Klassifizierungssystem ist bei komplexen, inhomogenen Gelände mit eher punktuellen Gefährdungsbereichen nicht vollkommen aussagekräftig. Nur in Kombination mit einer Geländebegehung, Fotodokumentation und subjektiven Einschätzung ist es möglich, realistische Aussagen zur Standfestigkeit und Gefährdung zu machen.

### *Klassifizierung des Arbeitsgebietes, speziell Mastnummer 58*

Die Schaarwände weisen sowohl gering, mäßig als auch stark steinschlaggefährdete Gebiete auf. Der Fels hinter Mastnummer 58 liegt in der Felsgruppe V, einem nach dem Ampelprinzip als rot gekennzeichneten (stark gefährdetes) Gebiet mit RMR-Wert von 32 (schlechter Fels), GSI von 50 und die höchste Hessen Mobil Gefährdungsklasse 3. Die Bäume bieten so gut wie keine Schutzwirkung. Gerade die Felsgruppen, welche als stark gefährdet eingestuft wurden, sollten weitere Beobachtungen, Messungen (z. B. durch die bereits installierten Sonden) und Vorsorgemaßnahmen erfahren. Diese Sonden wurden bereits an gefährdeten Felsbereichen installiert und liefern beständig Verschiebungswerte. Bei Erreichen eines kritischen Wertes wird ein Frühwarnsystem aktiviert. Das System ist selbstlernend, d. h. bleibt der Fels bei der aktuellen maximalen Verschiebung stabil, so wird der kritische Auslösewert automatisch hochgestuft. Mithilfe dieser Messsonden ist es somit möglich rechtzeitig einen Felssturz abschätzen zu können. Denn wie in den Numerikfällen D und E erfolgten die Stürze durch eine langsame Verwitterung. Die Messsonde ist in der Lage die Bewegungen aufzuzeichnen und bei einer Beschleunigung der Bewegungen (z. B. nach heftigen Regenfällen) könnte das Frühwarnsystem dazu dienen, eine Straßensperrung einzuleiten und so eine potentielle Gefährdung für Mensch und Gut abzuwenden. Diese Methodik ist auf jeden Fall ausbaufähig und auf weitere gefährdete Gebiete in der Sächsischen Schweiz erweiterbar. Bei einer weiträumigen Abdeckung bieten sich zahlreiche neue geomechanische Rückschlüsse, gerade in Bezug auf Verwitterung, Felsbewegungen und Wettereinflüsse. Mit diesen Erkenntnissen ist es möglich, ein tiefergehendes Verständnis für die Problematik von Felsstürzen, ihren Ursachen und der Mechanik dahinter zu entwickeln.

### 13. Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit wurden die Schaarwände in der Sächsischen Schweiz ingenieurgeologisch untersucht, für einen steinschlaggefährdeten Felsbereich ein numerisches Modell in PFC 2D erstellt und verschiedene Steinschlagszenarien modelliert. Die Sächsische Schweiz weist morphologiebedingt eine starke Anfälligkeit für Verwitterungsprozesse auf. Durch das tektonisch gebildete orthogonale Kluftsystem und verwitterungsbedingter Auflockerung an den Trennflächen entstehen Unstetigkeitsflächen mit verminderter Gebirgsfestigkeit. So besteht die Gefahr von Steinschlag bei intaktem Fels mit gelockerten Klüften und bis zur Felskante gebrochenen Schichtflächen, da sich größere Blöcke aus dem kompakten Gebirgsverband lösen können. Während der Geländebegehung deuteten zahlreiche ältere Felsstürze und auch frische Blöcke auf eine Aktivität der Schaarwände hin.

Neben ingenieurgeologischen Messungen vor Ort zur Trennflächenaufnahme, Kluftabständen und die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit mit dem Schmidtschen Rückprallhammer wurde wegen der teilweise schweren und gefährlichen Erreichbarkeit der Felsen auf das Bildanalyseprogramm ImageJ zurückgegriffen. Die gesamten Schaarwände wurden mit verschiedenen Klassifizierungsmethoden bezüglich Felsqualität und Standsicherheit bewertet – eine kritische Betrachtung dazu in 12. Auswertung der Felsklassifikation.

Für die Einschätzung des Felssturzesrisikos kamen sowohl empirische als auch numerische Methoden zur Anwendung. Zuerst ergab sich mit der Berechnung des *shadow angle* nach EVANS & HUNGR (1993), dass das gesamte Gebiet aufgrund der Straßennähe felssturzgefährdet ist. Auch mit dem Steinschlagtool (basierend auf RockFor<sup>Net</sup>) wurde eine hohe Steinschlaggefahr vorhergesagt, da keine Schutzwirkung durch einen Wald gegeben ist. Da diese Aussagen zu allgemein waren und nicht die spezifische Problematik der Wand widerspiegelten, wurde eine ausgewählte Felsgeometrie mit PFC 2D modelliert. An diesem Modell wurden zahlreiche Steinschlagszenarien mit ausschließlich Trennflächenversagen simuliert, darunter eine Verringerung der Trennflächenfestigkeit, zeitlicher Verwitterungsfortschritt und die  $c$ - $\phi$ - $\sigma_t$ -Reduktion, um einen überhängenden Block zu lösen. Bei Letzterem ergab sich ein Sicherheitsfaktor von 30. Jedoch ist zu bedenken, dass Verwitterungsprozesse sehr schnell die Festigkeit herabsenken können – eben auch auf nur 3,3%.

Zwar müssen die Simulationen kritisch betrachtet werden, da ein 2D-Modell die Dreidimensionalität der Natur nur unzureichend abbilden kann, allerdings kann

eine Annäherung an das tatsächliche Verhalten erreicht werden. Und da sich sowohl in der Felsklassifikation teilweise eine hohe Steinschlaggefährdung ergeben hat und in jeder numerischen Sturzsimulation die Felsmassen die Kirnitzschtalstraße erreichten, ist auf jeden Fall Beobachtungsbedarf und stellenweise sogar Handlungsbedarf geboten. Es wird empfohlen, durch Vorsorgemaßnahmen wie Anker und Zäune die Gefährdung für Fahrzeuge und Personen zu minimieren. Zudem wäre zu überlegen, ob dem Kirnitzschtal aufgrund der Felssturzgefahr und demzufolge den baulichen Maßnahmen der Nationalparkstatus aberkannt wird, um einfacher Sicherungsmaßnahmen durchsetzen zu können. Hier kann auf naturnahe Bauweise zurückgegriffen werden, wie die farbliche Anpassung aller sichtbaren Sicherungselemente.

## Anlagen

**A\_Bsp** Fotodokumentation zur Risikoabschätzung der Schaarwände Felsgruppe V (Ampelprinzip)



A1 Mast 57

mäßiger Baumbestand, große Wandhöhe in Straßennähe, mehrfache Überhänge mit Auswaschungen/Verwitterungen → große Gefährdung → rot

Sturzhöhe: ca. 34 m

geschätzte Abmessungen: 2 x 4 m



A2 Mast 58

lichter Baumbestand, stark klüftiger Fels, Überhang in großer Wandhöhe, auskragender Kluftkörper → großer Gefährdung → rot

Sturzhöhe: ca. 34 m

geschätzte Abmessungen: 2 x 4 m



A3 Mast 58 & 59

lichter Baumbewuchs, in geringem Abstand zur Straße, stark klüftiger Fels, mehrfache Überhänge in großer Wandhöhe → große Gefährdung → rot

Sturzhöhe: ca. 34 m

geschätzte Abmessungen: 2 x 4 m



A4 Mast 60 Bild 1

lichter Baumbewuchs, große Wandhöhe mit stark klüftigen, verwitterten Fels in direkter Nähe zur Straße → große Gefährdung → rot



A6 Mast 60 Bild 2

Detailaufnahme Gefährdung auskragender Klufkörper

**C** Vergleich der Klassifizierungen an den Schaarwänden (Eine Karte befindet sich in Anhang E.)

Felsgruppe	Mastnummern	Ampelsystem	RMR	GSI	Hessen Mobil
			Punkte - Gebirgsklasse		Punkte - Gefährdungsklasse
I	45 - 47	grün	43 - III	55	11 - 2
II	48	gelb	37 - IV	50	17 - 3
III	49 - 54	grün	43 - III	55	15 - 2
IV	55 - 56	gelb	37 - IV	50	15 - 2
V	57 - 60	rot	32 - IV	50	17 - 3
VI	61 - 62	grün	37 - IV	50	12 - 2
VII	63	rot	43 - III	55	17 - 3
VIII	64	gelb	43 - III	55	17 - 3
IX	65 - 66	grün	43 - III	55	11 - 2
X	67 - 70	gelb	43 - III	55	17 - 3
XI	71 - 76	rot	37 - IV	50	17 - 3
XII	77 - 78	grün	43 - III	55	11 - 2
XIII	79	gelb	43 - III	50	17 - 3
XIV	80 - 82	grün	43 - III	55	14 - 2

T1 Vergleich der Klassifizierungen an den Schaarwänden

Bemerkungen zu Klassifizierungsproblemen:

→ Gebirgsklasse hoch, aber durch Überhänge und auskragende Klüftkörper erhöhtes Gefahrenpotential

→ selbige Gebirgsklasse, aber durch Blockgelände kein Steinschlagrisiko vorhanden

→ Abschätzen der Zuordnungskriterien, nicht immer geeignete Kategorie vorhanden

→ punktuelle Gefahr (begrenzte Verwitterungszonen, Überhang etc.) nicht einordenbar, Aussage zur Gebirgsfestigkeit der gesamten Felsgruppen → Homogenität vorausgesetzt

Ampelsystem: visuelle Risikobewertung durch Geländebegehung

RMR: Bestimmung der Gebirgsklasse durch ingenieurgeologische Kennwerte

GSI: basiert rein auf zwei geologischen Faktoren - Klüftigkeit und Verwitterungsgrad

Hessen Mobil: sowohl ingenieurgeologische Faktoren als auch Umgebungsinformationen (Wandhöhe, Straßennähe, Bewuchs etc.)

→ ein Klassifizierungssystem ist bei komplexem, inhomogenem Gelände mit eher punktuellen Gefährdungsbereichen nicht vollkommen aussagekräftig

→ nur in Kombination mit einer Geländebegehung, Fotodokumentation und subjektiven Einschätzung

**C1\_Bsp** Formblätter Hessen Mobil für Felsgruppe V

Felsgruppe V: Mastnummern 57 - 60

Region:		Straße:	Seite:	VNK:		von:				
Straßenmeisterel:				NNK:		bis:				
<b>Zuordnung von Felsböschungen</b>										
Beurteilungscharakteristika		Bewertung				Punkte				
		Stufen								
Geometrie	maximale Höhe	0 bis ≤ 3 m				0				
		> 3 bis ≤ 6 m				1				
		> 6 bis ≤ 12 m				2				
		> 12 m				3	X			
	geringster Abstand zwischen Böschungsfuss und Straßenrand	> 5 m				0	X			
		> 4 bis ≤ 5 m				1				
		> 3 bis ≤ 4 m				2				
	maximale Neigung	≤ 3 m				3	X			
		0 bis < 30°				0				
		≥ 30° bis < 45°				1				
		≥ 45° bis < 60°				2				
	Böschungsoberfläche	≥ 60°				3	X			
		eben				0				
uneben				1						
mit Vorsprüngen				2						
Hydrologie	Wasserführung (Die höchste erreichte Punktzahl ist zu bewerten.)	mit Vorsprüngen und Überhängen				3	X			
		Zeit	Ort	Menge	Verteilung	0				
		keine Wasserführung								
		selten	an einer Stelle	feucht	flächig ablaufend			1	X	
	periodisch	an mehreren Stellen	tropfend	an Rinnen ablaufend	2					
	Bewuchs	ständig				überall	fließend	konzentriert ablaufend	3	
		vollflächig festigend bewachsen						0		
		ohne Bewuchs						1		
	Geologie	Entfestigung	Straucher und/oder einzelne Bäume				2	X		
			starker entfestigender Baum und Strauchbewuchs				3			
			keine Entfestigung				0			
			angewittert				1	X		
		Neigung der ungünstigsten Trennflächen	verwittert und teilweise entfestigt				2			
vollständig entfestigt				3						
			keine Trennflächen				0			
			1 Trennflächen hangeinwärts fallend				1	X		
		2 Trennflächen horizontal				2				
		3 Trennflächen hangauswärts fallend				3				
Kluftdichte		nicht klüftig (weniger als 1 Kluft/m)				0	X			
		schwach klüftig (1- 3 Klüfte/m)				1				
		klüftig (3 - 5 Klüfte/m)				2				
	stark klüftig (mehr als 5 Klüfte/m)				3					
Vorschlag für die Einstufung	Summe der Punkte	<b>Gefährdungsklasse</b>				17				
	0 - 10	1								
	11 - 16	2								
	15 - 27	3								
Bemerkungen:										
Datum:		Unterschrift								

**C2\_Bsp** RMR- und GSI- Wert Abschätzung für Felsgruppe V

Klassifikationsparameter und ihre Bewertung									
Parameter			Wertebereich						
1	Ge- steins- festig- keit	Punkt-Last- Index ISRM (1972)	> 8 MN/m <sup>2</sup>	4 - 8 MN/m <sup>2</sup>	2 - 4 MN/m <sup>2</sup>	1 - 2 MN/m <sup>2</sup>	Für diesen niedrigen Bereich wird der einaxiale Druckver- such vorgezogen		
		Einaxiale Druck- festig- keit	> 200 MN/m <sup>2</sup>	100 - 200 MN/m <sup>2</sup>	50 - 100 MN/m <sup>2</sup>	25 - 50 MN/m <sup>2</sup>	10 - 25 MN/m <sup>2</sup>	3 - 10 MN/m <sup>2</sup>	1 - 3 MN/m <sup>2</sup>
	$l_1$	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD-Wert (nach Deere, 1963)		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%		
	$l_2$	20	17	13	8	3			
3	Kluftabstand		> 3 m	1 - 3 m	0,3 - 1 m	5 - 30 cm	< 5 cm		
	$l_3$	30	25	20	10	5			
4	Zustand der Klüfte		sehr raue Ober- flächen, nicht durch-gehend, keine Kluftöffnung, harte Kluft- wandung	leicht raue Ober- flächen, Kluftöffnung < 1 mm, harte Kluftwandung	leicht raue Ober- flächen, Kluftöffnung < 1 mm, weiche Kluftwandung	glatte Oberflächen oder Kluftfüllung < 5mm dick oder Kluftöffnungen 1-5 mm, durchge- hende Klüfte	weiche Kluftöffnung > 5 mm dick, oder Kluftöffnung > 5 mm, durchgehende Klüftung		
			$l_4$	25	20	12	6	0	

5	Zufluss auf 10 m Tunnellänge	kein Zufluss		< 25 l/min	25 – 125 l/min	> 125 l/min	
		oder		oder	oder	oder	
	Verhältnis Kluftwasserdruck zur größten Haupt- spannung	0		0 – 0,2	0,2 – 0,5	> 0,5	
		oder		oder	oder	oder	
	allg. Verhältnisse	vollständig trocken		feucht	Wasser unter nied- rigem Druck	schwierige Gebirgswasser- probleme	
$l_5$	10		7	4	0		
6	Streich- und Fallrichtung der Klüfte		sehr günstig	günstig	mäßig gut	ungünstig	sehr ungünstig
	$l_6$	Tunnel	0	-2	-5	-10	-12
		Gründungen	0	-2	-7	-15	-25
		Böschungen	0	-5	-25	-50	-60
Bestimmung der Gebirgsklasse							
$\sum l_6 = l_1 + \dots + l_6$	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40		< 20	
Klasse	I	II	III	IV		V	
Beschreibung	sehr guter Fels	guter Fels	mäßig guter Fels	schlechter Fels		sehr schlechter Fels	

RMR: 32

GSI: BLOCKY – FAIR → GSI von etwa 50

## Literatur

ALEOTTI, P, CHOWDHURY, R. (1990): *Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives*, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 58, S. 21-44.

BARTON, N., LIEN, R. & LUNDE, J. (1974): *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. - Rock Mechanics, 6, S. 189-236

BARTON, N. & GRIMSTAD, E. (1994): *The Q-System following Twenty Years of Application in NMT Support Selection*. - Felsbau, 12, S. 428-436.

BERGER F, DORREN LKA (2007): *Principles of the tool Rockfor.net for quantifying the rockfall hazard below a protection forest*. Schweiz Z Forstwes 158: S. 157–165. doi: 10.3188/szf.2007.0157

BIENIAWSKI, Z. T. (1976): *Rock mass classifications in rock engineering*. - Exploration for Rock Engineering, Vol. 1, S. 97-107 (Johannesburg)

BRAUN, A. (2008): *Felssturzanalyse und Risikokartierung in der Bucht von Bolognia (Sierra Bartolomé), Südsanien*- (unveröff. Bachelorarbeit)

CAVERS D.S. (1981): *Simple methods to analyse buckling of rock slopes*. Rock Mechanics 14: S. 87-104

COROMINAS, J. (1996): *The angle of reach as a mobility index for small and large landslides*, Canadian Geotechnical Journal, 33, S. 260-271

DEERE, D. U. (1963): *Technical description of Rock Cores for Engineering Purposes*. - Felsmechanik u. Ingenieurgeologie, 1, S. 18-22

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ERD – UND GRUNDBAU E.V. (1982): *Grundbegriffe der Felsmechanik und der Ingenieurgeologie*, Verlag Glückauf GmbH, Essen

EULER, L. (1744): *Methodus Inveniendi Lineas Curvas*, Lausanne and Geneva

EVANS, S., HUNGR, O. (1993): *The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes*, Canadian Geotechnical Journal, 30, S. 620-636

FRANZ, L. S. (2019): *Untersuchungen mit PFC2D zu möglichem Felsversagen aufgrund von Wurzelndruck und Windbelastung auf Bäume am Beispiel der Postelwitzer Wände* – Bachelorarbeit, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau

GENSKE D.D. (1985): *Ingenieurgeologische Erkundung und Beurteilung von Felsböschungen im Rheinischen Schiefergebirge*. Forschungs- und Arbeitsberichte Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bergische Universität Wuppertal (3): S.1-120

GENSKE D.D. (1988): *Ansatz für ein probabilistisches Sicherheitskonzept ungesicherter Felsböschungen im Rheinischen Schiefergebirge*, Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal Fachbereich Bautechnik

GENSKE D.D. (2015): *Ingenieurgeologie – Grundlagen und Anwendung*, Springer Verlag, 613 S.

GERTH A. (2006): *Geologische Exkursionen in der Oberlausitz und im Elbsandsteingebirge* : [mit 92 ausgesuchten Zielen]. Spitzkunnersdorf: Oberlausitzer Verlag, 322 S.

GOODMAN R.E., BRAY J.W. (1976): *Toppling of rock slopes*. Proc Speciality Conf on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Boulder Colorado ASCE 2

GRIMM, W.-D. & SCHWARZ, U.: *Naturwerksteine und ihre Verwitterung an Münchener Bauten und Denkmälern*. Überblick über eine Stadtkartierung. Arbeitsheft 31, Bayerisches Landesamt für Denkmalpflege, Lipp Verlag, München, 1985

HEIM, A. (1932): *Bergsturz und Menschenleben* - Vierteljahrsschrift der Naturf. Ges. in Zürich, Verlag Fretz & Wasmuth 1937, 218 S.

HESSEN MOBIL (2017): *Leitfaden für landespflegerische Fachbeiträge bei Felssicherungen*, Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement (Hrsg.) in Kooperation mit Hochschule Geisenheim University

HOCKING G. (1976): *A method for distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges*. Int J Rock Mechanics and Mining Science 13: S. 225-226

HOEK E., BRAY J.W. & BOYD J.M (1973): *The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities*. Q J Engineering Geology 6: S.1-55

HOEK E. & BRAY J.W. (1981): *Rock Slope Engineering*. Revised 3rd Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 341-351

HOEK, E. (1999): *Putting Numbers to Geology - An Engineer's Viewpoint*. - Felsbau, 17:3, S. 139-151.

HÖRENBAUM, W. (2005) : *Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauerwerk*.Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH)

ITASCA (2015): *Itasca. PFC 5.0 Manual.Ink [Software]*. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, 55401 USA

JÄHNIG GMBH (2015): *Naturnahe Bauweise*

JANCKE O, DORREN LKA, BERGER F, FUHR M, KÖHL M (2009): *Implications of coppice stand characteristics on the rockfall protection function*. For Ecol Manage 259: S.124–131.

JOHN, M. & REITER, F: (2007): *Geotechnische Aspekte des Brenner Basistunnels*. - Felsbau, 25:2, S. 40-48.

KEUSEN, H. R. (2002): *Infrastrukturanlagen in instabilem felsigem Gebirge*. Werkzeuge für das Risikomanagement. Felsbau, 20:5, S. 203-209.

KOTAN, E. (2011): *Ein Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein*. Dissertation, Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften, Universität Karlsruhe (TH)

KRAUTER, E. & KOSTER, M. (1991): *Stabilitätsprobleme an Felsböschungen im rheinischen Schiefergebirge*. Geotechnik Sonderheft 1991, S. 22-27.

LADNER, F., ROVINA, H., POINTER, E., DRAYER, B. & SAMBETH, U. (2004): *Geologische Oberwachung und Instrumentierung des Felssturzes "Medji", St. Nikolas, Schweiz*. - Felsbau, 22:3, S. 37-45.

LAMPRECHT F. (1934): *Die Schichtlagerung des Turons im Sächsisch-Böhmischen Elbsandsteingebirge*. – Berichte der mathematisch-physischen Klasse der sächsischen Akademie der Wissenschaften zu Leipzig, Band 86, S. 155-186.

LAUFFER, H. (1958): *Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau*.- Geol. u. Bauwesen, 24, S. 46-51.

NEUMANN P., BAUER M. (2005) Abschätzung von Felssturzwahrscheinlichkeit und -intensität in den bayerischen Alpen. Veröffentl. 15. Tagung für Ingenieurgeologie, Erlangen, S 281–287

PACHER, F., RABCEWICZ, L. V. & GOLSER, J. (1974): *Zum derzeitigen Stand der Gebirgsklassifizierung im Stollen- und Tunnelbau*. - Bundesministerium f. Bauten u. Technik, Straßenforschung, 18, S. 51-58, Wien

PÄLCHEN, W. (2009): *Georessourcen, Geopotenziale, Georisiken*. Mit 55 Tabellen. Stuttgart: Schweizerbart (Geologie von Sachsen, 2), 307 S.

PRINZ H., STRAUSS R. (2011): *Abriss der Ingenieurgeologie*, Spektrum Akademischer Verlag Heidelberg

RAST, H. (1959): *Geologischer Führer durch das Elbsandsteingebirge* Freiberg: Bergakademie Hauptabt. Fernstudium, 224 S.

TONDERA, D., (Version 2015), TU Bergakademie Freiberg (Hrsg.), Institut für Geotechnik, *Lehrmaterial Übungen zur Ingenieurgeologie II*

TU BERGAKADEMIE FREIBERG (2009), Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie (Hrsg): *Entwicklung geotechnischer Methoden und eines geomechanischen Modells zur Beurteilung der Standsicherheiten von Kreidesandsteinen bei fortschreitender Verwitterung zur Gewährleistung der öffentlichen Sicherheit* - Abschlussbericht

SANDER, B. (1948/1950): *Einführung in die Gefügekunde der geologischen Körper*. Teil I u. II. Springer Wien und Innsbruck

SANDOUK, N. A. (2009): *Felssturzrisikokartierung und Klassifikation der Postelwitzer Steinbrüche (Sachsen)* – Diplomkartierung, RWTH Aachen University, Lehrstuhl für Ingenieurgeologie und Hydrogeologie

SCHMIDT, W. (1932): *Tektonik und Verformungslehre*. Bornträger Berlin

SCHMIDT THOMÈ, P. (1972): *Tektonik*. In Brinkmann R. (Hrsg) *Lehrbuch der allgemeinen Geologie*. Bd II. Enke Stuttgart, 579 S

SHARP, R. P. & GLAZNER, A. E. (1993): *Eighty Seconds of Catastrophe; The Blackhawk Slide*. - *Vignette 16 in Geology underfoot in Southern California*, S. 147-158 (Mountain Press Publishing).

SPANG C. (2012): *Einführung in die Felsmechanik* – Seminarunterlagen DB Trainingszentrum Regensburg, Dr. Spang GmbH

VOIGT T. (2013): *Grundlagen für ein geologisch-tektonisches Modell der Kreideablagerungen im Sächsisch-Böhmischen Grenzbereich im Rahmen des Ziel 3 – Projektes GRACE* – Abschlussbericht. Jena, 95 S.

WALTER, K., KONIETZKY, H. (2008): *Room pillar dimensioning for gypsum and anhydritemines in Germany*, in: *Proceedings of the International Conference on Advances in Mining and Tunneling 2008*, Hanoi, Vietnam, S. 349-362

Internet:

NATIONALPARKVERWALTUNG SÄCHSISCHE SCHWEIZ: *Entstehung des Elbsandsteingebirges* Online im Internet unter <https://www.nationalpark-saechsischeschweiz.de/der-nationalpark/naturraum/geologie/entstehung/> (25.11.2019)

NATIONALPARKVERWALTUNG SÄCHSISCHE SCHWEIZ: *Verwitterung des Elbsandsteingebirges* Online im Internet unter <https://www.nationalpark-saechsischeschweiz.de/der-nationalpark/naturraum/geologie/verwitterung/> (25.11.2019)

Karten:

LOBST R. (Bearb.), LANDESAMT FÜR UMWELT UND GEOLOGIE SACHSEN (Hrsg.) (1993): *Geologische Karte der Nationalparkregion Sächsische Schweiz*, 1:50000, Freiberg

E

# Ingenieurgeologische Aufnahme der Schaarwände im Kirnitzschtal (Elbsandsteingebirge)

