

# Ingenieurgeologie im Steinbruch

SCHWINGENSCHLÖGL, R.

## 1.0 Einleitung

An Hand von vier Steinbrüchen aus jeweils unterschiedlichen Gesteinen soll gezeigt werden, dass nicht nur Materialgewinnung das geotechnische Umfeld darstellt. Es sind vielmehr spezielle Standsicherheitsprobleme, welche es ingenieurgeologisch zu bewerten bzw. durch vereinfachte Berechnungen zu beurteilen galt.

## 2.0 Der Steinbruch Mauthausen (OÖ)

Dieser liegt in den Feinkorngraniten des Moldanubikums der südlichen Böhmisches Masse.

### 2.1 Felsmechanische Problematik

Anlässlich der Gedenkveranstaltung 1938-1998 ("Mauthausen Memorial") wurde von einer österreichischen Architektengruppe ein ausgefallenes räumliches und akustisches Konzept für diese Feier entworfen.

"Der Steinbruch wird mit einer dreidimensionalen Seilkonstruktion überspannt, sie trägt die Beschallung und ein Membrandach über der Bühne."

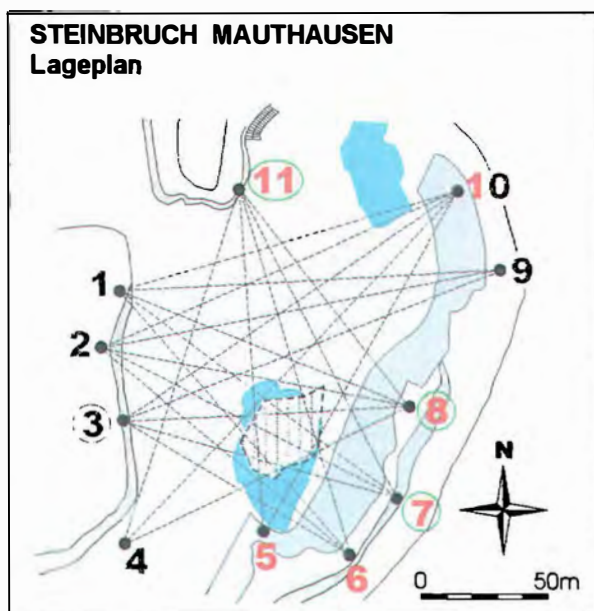


Abb. 1: Lageplan des aktuellen Steinbruchareals mit den 11 Knotenpunkten.  
(blau: zwei kleine Teiche, schraffiert: Membrandach)

Für die Verankerung dieser Seilnetzkonstruktion wurden elf Stellen im Fels ausgewählt. Diese Aufhängepunkte liegen in einer Höhe von 8 – 41 m über der Steinbruchsohle, teils in der Felsböschung, teils auf der Etage.

Die Forderungen an den Geologen waren dabei:

- Überprüfung der vom Statiker vorgesehenen Verankerungspunkte im Fels auf deren geologische Umsetzbarkeit,
- Auswahl bzw. Einschätzung der Fundierungsstellen für den jeweiligen Pylon,
- Beratung der ausführenden Bau- und Bohrfirma.

### 2.1.1 Gesteinstechnisches Detail

Obwohl die Geologie des Steinbruches gut bekannt ist, soll auf eine Besonderheit der Granitbeschaffenheit speziell hingewiesen werden. So sind für den Mauthausener Granit relativ hohe einaxiale Gesteinsdruckfestigkeiten bekannt (etwa 200 bis 250 N/mm<sup>2</sup> für frischen Granit). Schmidt-Hammer und Punkt-Last-Versuche an frischen wie auch an verwitterten Gesteinen zeigen hingegen nur Druckfestigkeiten von 139 bzw. 40 N/mm<sup>2</sup> (Maximalwerte 212 MPa). Die Zugfestigkeiten liegen von 7 bis 2 N/mm<sup>2</sup> (Maximal 9 MPa).

## 2.2 Ausgewählte Knotenpunkte

### 2.2.1 Knoten 03

Dieser Aufhängepunkt stellt den am höchsten belasteten dar (1.111 kN). Um diese aus fünf Einzelseilkräften resultierende Zugkraft sicher in den Fels abzuleiten, wurden möglichst kluffreie Granitbereiche ausgewählt.



Abb. 2:

Verankerungspunkt 03 mit den fünf Einzelseilen. Zwei gegen einander um 30° in der Horizontalen verschwenkte Ankerstangen halten die Ankerplatte.

Der Knoten wurde als Ankerplatte mit zwei horizontalen Ankern von je 10 m Länge im Fels ausgebildet. Die Ankerbohrungen mit 80 mm Durchmesser liegen in ca. 14 m Höhe im frischen Granit und sind mit jeweils 15° von der Resultierenden heraus gedreht angeordnet.

Damit trotz der kurzen Bauzeit (Baubeginn Mitte Juli bis zum Termin des Festkonzertes am 8.8.1998) die Ankerstäbe mit 63 mm Durchmesser auch sicher haften, wurden die Anker verklebt. Dies wurde, wie auch bei allen anderen Knoten, erfolgreich mit PU-Schaum erzielt, der mit 8 – 10 bar eingepresst wurde. Durch die hohe Klebefähigkeit von  $5 \text{ N/mm}^2$  (Angabe der Firma Fosroc) wurde eine kraftschlüssige Verbindung zwischen dem Ankerstahl und der nahezu glatten Bohrlochwand im Granit erzielt. Schnelle Reaktions- und Aushärtezeiten konnten auch ohne weiteres offene Klüfte im Gebirge oder Zersatzzonen im Granit vollständig ausfüllen. Eine Gebirgsverbesserung in nächster Umgebung des Bohrloches wurde so erreicht.

### 2.2.2 Knoten 06

Im östlichen Teil des Steinbruches liegt auf der ersten Etage der Aufhängepunkt 06. Um den Einzelseilen genügend Höhe zu geben, damit sie über die Etagenkante reichen, wurde ein Pylon fundiert und dieser mit zwei Ankerstangen im Granit befestigt (Abb. 3).



Abb. 3:

Der etwa 2 m hohe Pylon mit den Ankerstangen bei Knoten 06. Die weiße Farbe auf der Granitwand stammt vom Verpressmittel.

Die beiden Hauptklufscharen durchtrennen den Granit in mehrere  $\text{m}^3$ -große Gesteinskörper. Bei 06-links ist die Ankerbohrung in Bezug zu den Kluftrichtungen sehr gut angesetzt. Hingegen schneidet die Ankerrichtung bei 06-rechts die Klufschar K1 sehr schleifend (siehe Abb. 4).



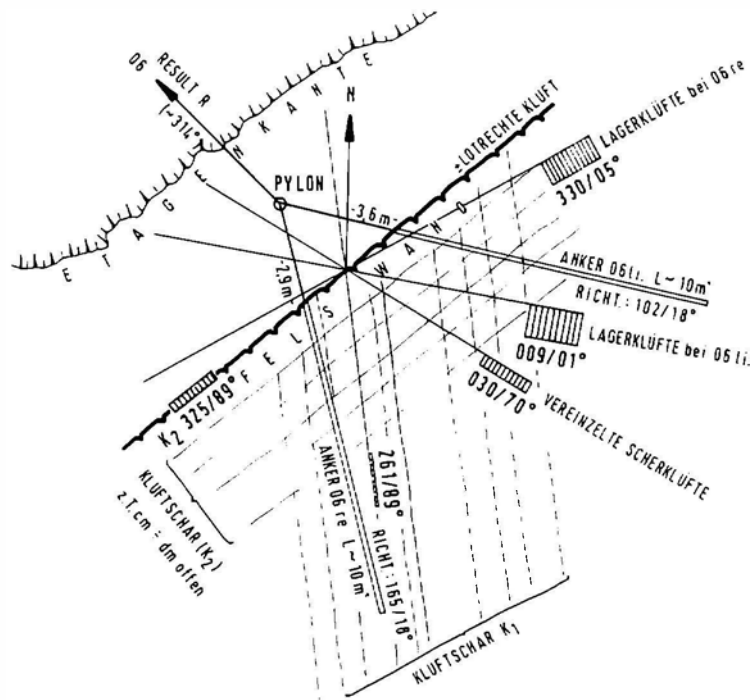


Abb. 4:

Lageskizze mit den Hauptklüften und der Knotenkraftresultierenden im Horizontalschnitt auf Etageniveau.

Theoretisch wäre hier mit einer möglichen Bewegung an K1-Flächen zu rechnen, da der Winkel sehr viel kleiner ist als der Reibungswinkel an den Granit-klüften. Dieser beträgt, nach einem Feldversuch ermittelt (nach BARTON, N. & CHOUBEY, R., 1978):

für Granit, K1:  $\sim 33^\circ$ , Lagerklüfte:  $23^\circ$ , andere Klüfte:  $31 - 36^\circ$ .

### 2.2.3 Knoten 07

Der Aufhängepunkt befindet sich direkt an der Felsböschung zwischen erster und zweiter Etage. Die Position der beiden Ankerbohrungen liegt im oberen Drittel der Böschung, aber immer noch tief genug unterhalb der Verwitterungsdecke. Dies war hier wichtig, damit sich der kegelförmige Kraftausbreitungsfluss nur im Granit und nicht in den Überlagerungsmassen fortpflanzt.



Abb. 5:

Kluffreier Granitblock in der 2. Etagenböschung.

Links und rechts oberhalb der beiden Ankerstangen stecken noch die Stahlschranken, welche für die Befestigung der Bohrarbeitsbühne dienten.

Generell kann man mit einem Kraftflusswinkel bzw. -kegel von ca. 30 – 60° rechnen, was vom Reibungswinkel des Gebirges abhängt, hier wohl eher vom  $\phi$  der jeweiligen Trennflächen.

Die Verankerungspunkte liegen in einem fast kluffreien Granitblock und die beiden maßgebenden Klüfte bilden im Gesamtverband einen Felskeil, welcher der Zugkraft von 760 kN gut widerstehen konnte.



Abb. 6:  
Gesamtansicht der Felsböschung auf der zweiten Etage mit bergwärts einfallenden Lagerklüften

Felswand und Schnitt 1-1 mit den wichtigsten Klüften

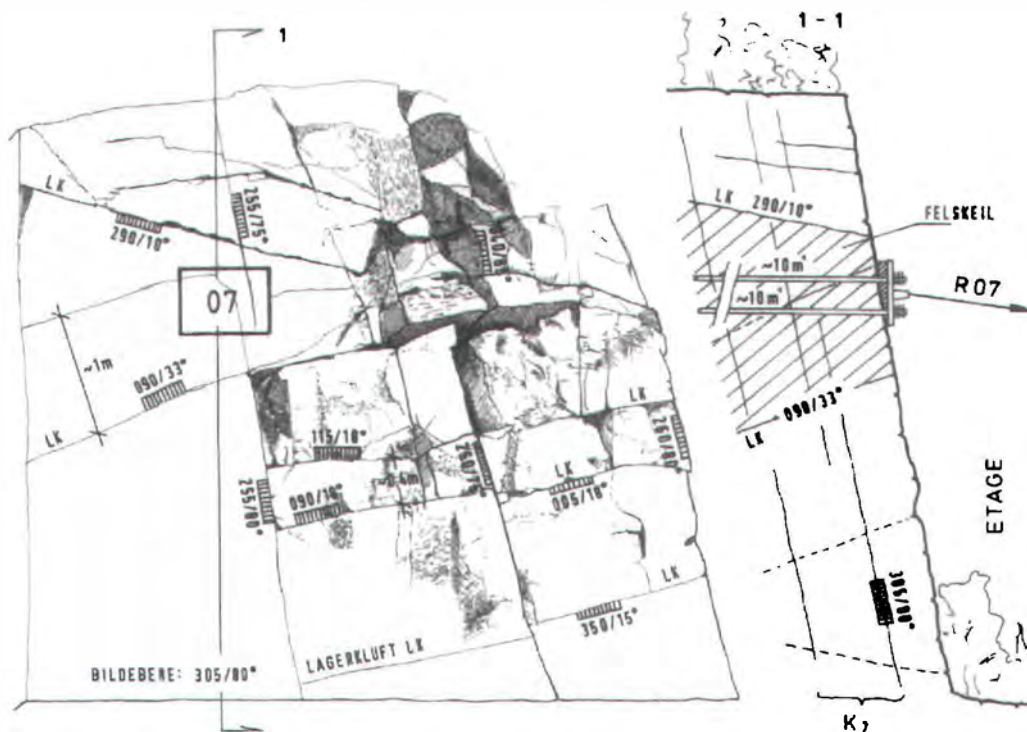


Abb. 7: Ansicht und Schnitt durch den gut verspannten Felskeil mit dem Knotenpunkt 07.

Die Bohrkernproben vom Knoten 07 (oben und unten) waren anfangs ausgezeichnet und wurden zum Bohrlochtieferen hin überraschend schlecht. Es lag nur mehr Gesteinsgrus vor. Bedingt durch weit geöffnete, wandparallele Klüfte ist ca. 4 – 6 m hinter dem Bohransatzpunkt die Verwitterung bereits so tief gründig verlaufen, dass es zu der vorhin beschriebenen schlechten Gesteinsqualität kam.



Abb. 8:

Bohrkernstrecke der ca. 10 m langen Ankerbohrung.

Im Bild oben liegt der Ansatzpunkt, im unteren Bildteil das Gestein im Bohrlochtieferen.

Einen Vorteil hat eine derart tief reichende Verwitterung um ein Bohrloch doch: Es bildet sich beim Verpressen in dem zersetzten, grusigen Granitbereich ein mehrere dm dicker Pfropfen. Dieser steckt im Bohrlochende und kann der Zugkraft enormen Widerstand bieten.

#### 2.2.4 Knoten 11

Links der Haupteinfahrt in den Steinbruch (siehe auch Abb. 1) befindet sich ein nahezu 10 m hoher Felssporn, in welchen eine Zugkraft von 1031 kN eingeleitet wurde (siehe Abb. 9, nächste Seite).



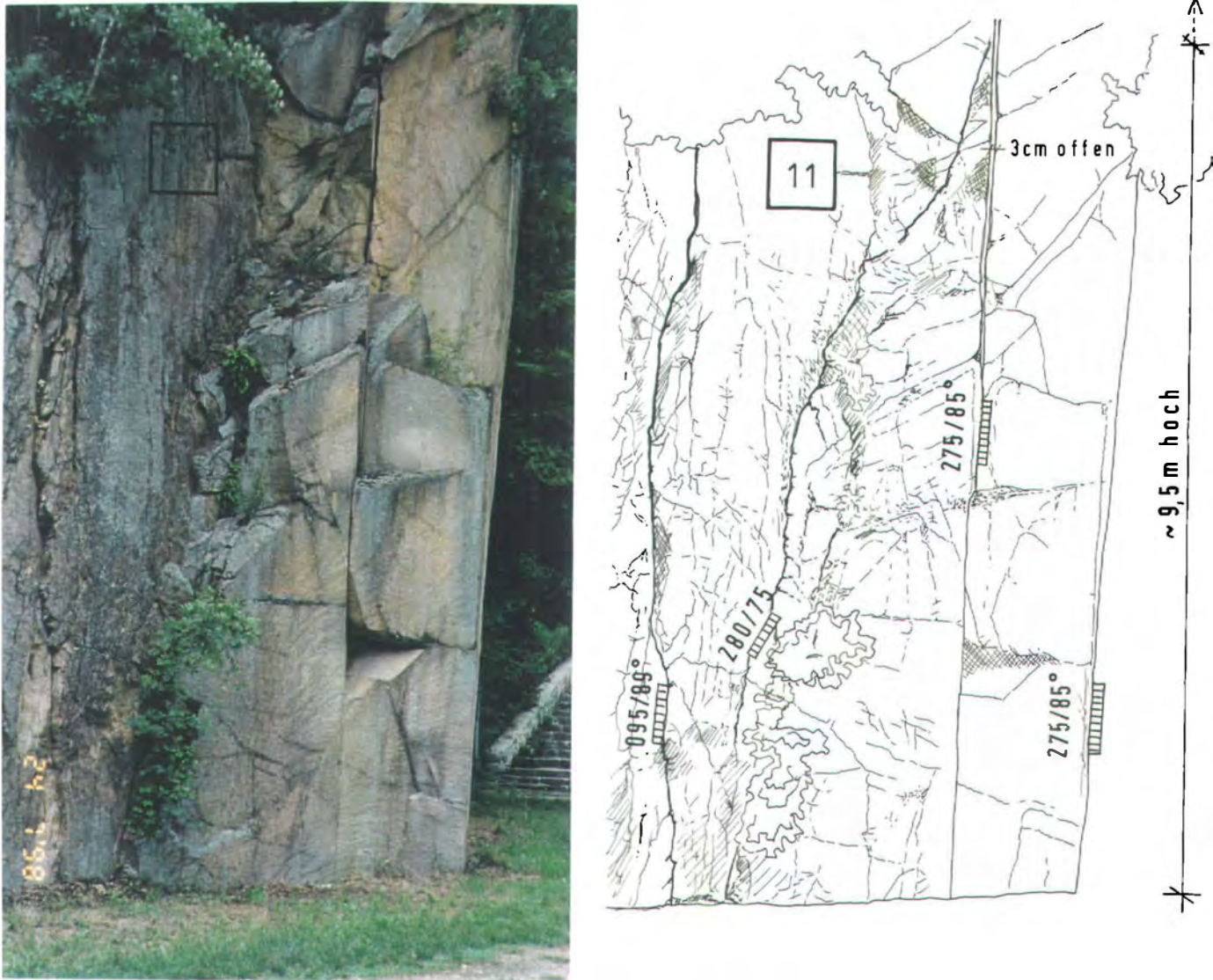


Abb. 9: Naturbefund und Zeichnung des Felssporns mit Knoten 11. Steilstehende, westfallende Klüfte prägen diesen Felsteil.

Die beiden Ankerbohrungen wurden so angesetzt, dass sie mit  $15^\circ$  Neigung möglichst unter eine wannenartige Schüttfüllung hinein reichen (siehe Abb. 10).



Abb. 10:

In Bildmitte der Felssporn mit Knoten 11.

Links dahinter befindet sich eine Mulde mit Gesteinschutt.

Da der Granit durch nahezu parallele Klüfte in dicke Scheiben zerlegt ist, wurden die Bohrungen auch noch zusätzlich mit jeweils  $15^\circ$  aus der Richtung der Resultierenden verschwenkt. So konnte auch hier eine optimale Verbindung der Ankerstangen mit dem Gebirge erzielt werden (siehe Abb. 11).

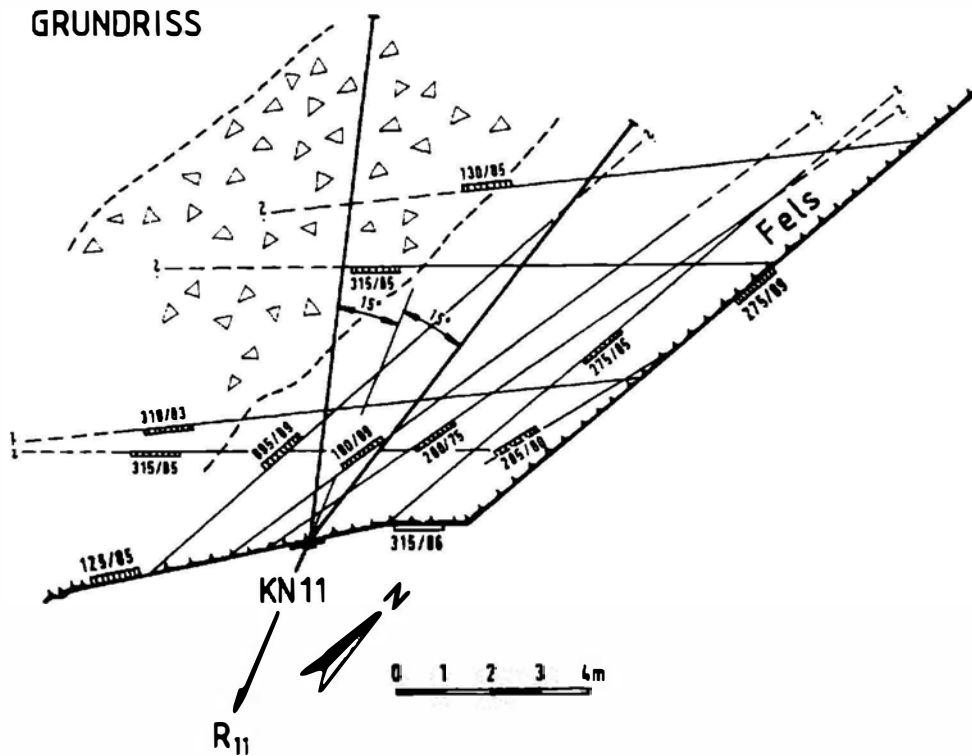


Abb. 11: Grundrisschema der Ankerbohrungen sowie schleifender Verschnitt der Bohrung Knoten 11-unten

Hier erkennt man, dass der Anker "11-oben" die Schuttrinne unterquert, was sich auch in einem PU-Schaum-Mehrverbrauch von 70 kg gegenüber der Bohrung "11-unten" erklären lässt.

Schnitt 1 - 1 in Richtung Bohrung 11-unten  
(M 1:100 für die Kluftabstände)

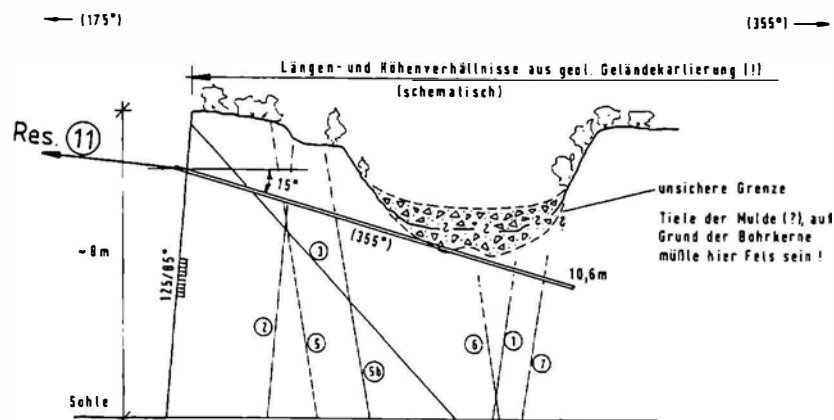


Abb. 12: Schnitt in Richtung Bohrung 11-unten. Die Verschwenkung um  $15^\circ$  nach unten wurde wegen der unsicheren Schutt-Tiefe durchgeführt.



### 3.0 Der Steinbruch "Meilbrunnen" bei Zirl in Tirol

#### 3.1 Einleitung

Für den Kalkgesteinstagebau, welcher im Jahre 2000 vor der Aussteinerung stand, wurde für den Abschlussbetriebsplan ein Nachweis über die vorhandene Standsicherheit gefordert.

#### 3.2 Lokale Geologie und Gesteins- bzw. Felszustand

Der Steinbruch befindet sich östlich von Zirl auf der linken Innseite. Er ist in den mitteltriadischen Kalken der Inntaldecke situiert. Abgebaut werden Wechselagerungen von kiesigen Kalken, Mergeln und Dolomiten.



Abb. 13:

Luftbild mit dem Steinbruch "Meilbrunnen" am linken Innufer.

Im Bild oben die Trasse der Mittenwald-Bahn

Die Gesteine haben insgesamt einen sehr guten bis guten Erhaltungszustand, sind im dm-m Bereich geschichtet und eng-mittelständig geklüftet. Durch die Produktionssprengungen sind die drei Felsböschungen als "stark aufgelockert" zu bezeichnen. Die oberste Felsböschung trägt eine glaziale Lockermassenaufgabe von unbekannter Mächtigkeit. Sie bedeckt die Böschung über die gesamte Länge und wird im Anschnitt maximal 40 m hoch.



Abb. 14:

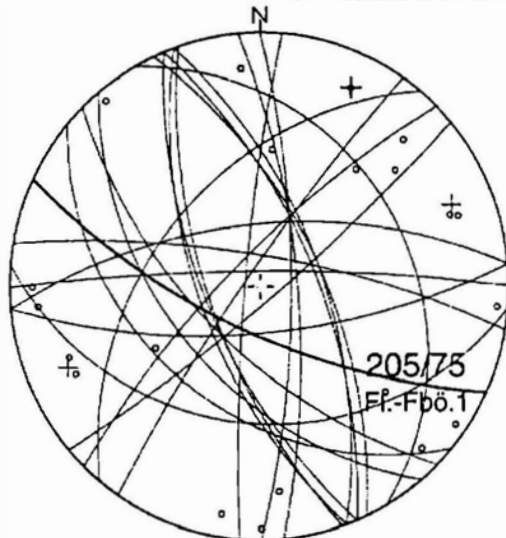
Die Moränenaufgabe ist durch eine strichlierte Linie vom darunter liegenden Kalkfels getrennt

Diese Fernmoräne wurde in einem eigenen bodenmechanischen Gutachten beurteilt.

### 3.3 Trennflächenausbildung und RMR (Rock Mass Rating)

Die Verteilung der Klüfte im Steinbruchgebiet ist insgesamt recht uneinheitlich, so dass meist von einer "lockeren Kluffregelung" gesprochen werden kann. Die statistischen Maxima sind sogar für jede einzelne Felsböschung unterschiedlich.

Gesamter Steinbruch "Meilbrunnen"

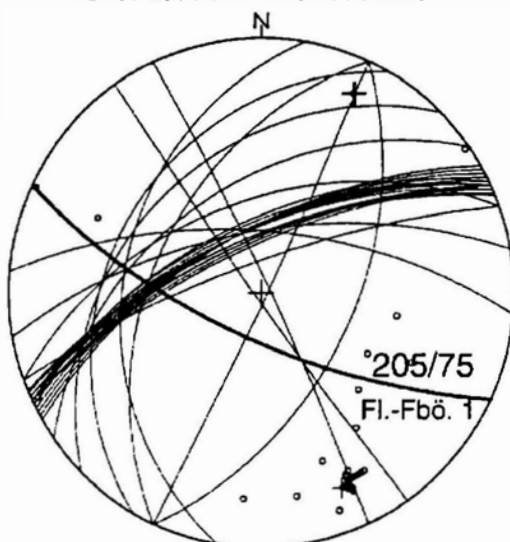


Pult- und Einzelklüfte

Abb. 15:

Die Pult- und Einzelklüfte zeigen eine lockere Regelung in Bezug zur Felsböschung F 1, deren generelles Einfallen bei  $205/75^\circ$  liegt.

Steinbruch "Meilbrunnen"



ss-Flächen

Abb. 15a:

Anders die Situation bei den ss-Flächen.

Hier schneidet die Mehrzahl die Felsböschung F 1 in einem felsstatisch günstigen Winkel.

Um einen ersten Eindruck von der Felsqualität zu bekommen, wurden die RMR-Werte für jede Böschung bestimmt. Sie erbrachten für alle Böschungen einen "mäßig guten Felszustand". Das bedeutet kleine bis sehr kleine Kluffkörper und geringe Reibungsfestigkeiten des Gebirges.

### 3.4 "Slope Stability Probability Classification (SSPC)"

Bedingt durch das Fehlen von eindeutig festzulegenden stabilitätsmindernden Trennflächen und von einheitlich straff geregelten Kluftscharen wurde auf das wahrscheinlichkeitstheoretische Verfahren SSPC = Slope Stability Probability Classification von HACK, R. (1996) zurückgegriffen.

Die Methode der SSPC basiert auf drei Konzepten:

1. die geologisch-geometrische Aufschlussbeschreibung,
2. die Felsbewertung eines frischen, ungestörten Felszustandes noch vor dem Abtrag, eine sogenannte "Bezugsfelsfestigkeit"
3. eine Beschreibung des Felszustandes der vorliegenden Abbauböschungen.

Die Vorteile gegenüber den bislang üblichen Bewertungsverfahren lassen sich wie folgt angeben:

- Die Beurteilung ist frei von einer vorgefassten Meinung über eine die Standfestigkeit mindernde Trennflächenschar und
- das Ergebnis der Klassifikation ist eine Angabe in % der "Wahrscheinlichkeit standfest zu bleiben" und nicht die Zahl eines "rating" wie in anderen Verfahren.

### 3.5 Ergebnisse der SSPC

Im Lageplan erkennt man, dass der gesamte Ostteil des Tagbaues "Wahrscheinlichkeiten standfest zu bleiben" von < 5 % aufweist; also zu mehr als 95 % nicht standfest bleiben wird. Es werden sich demnach temporär und entsprechend den Jahreszeiten immer wieder Blockablösungen, Felsstürze und / oder ganze Böschungsteile in Bewegung setzen (siehe Abb. 16).

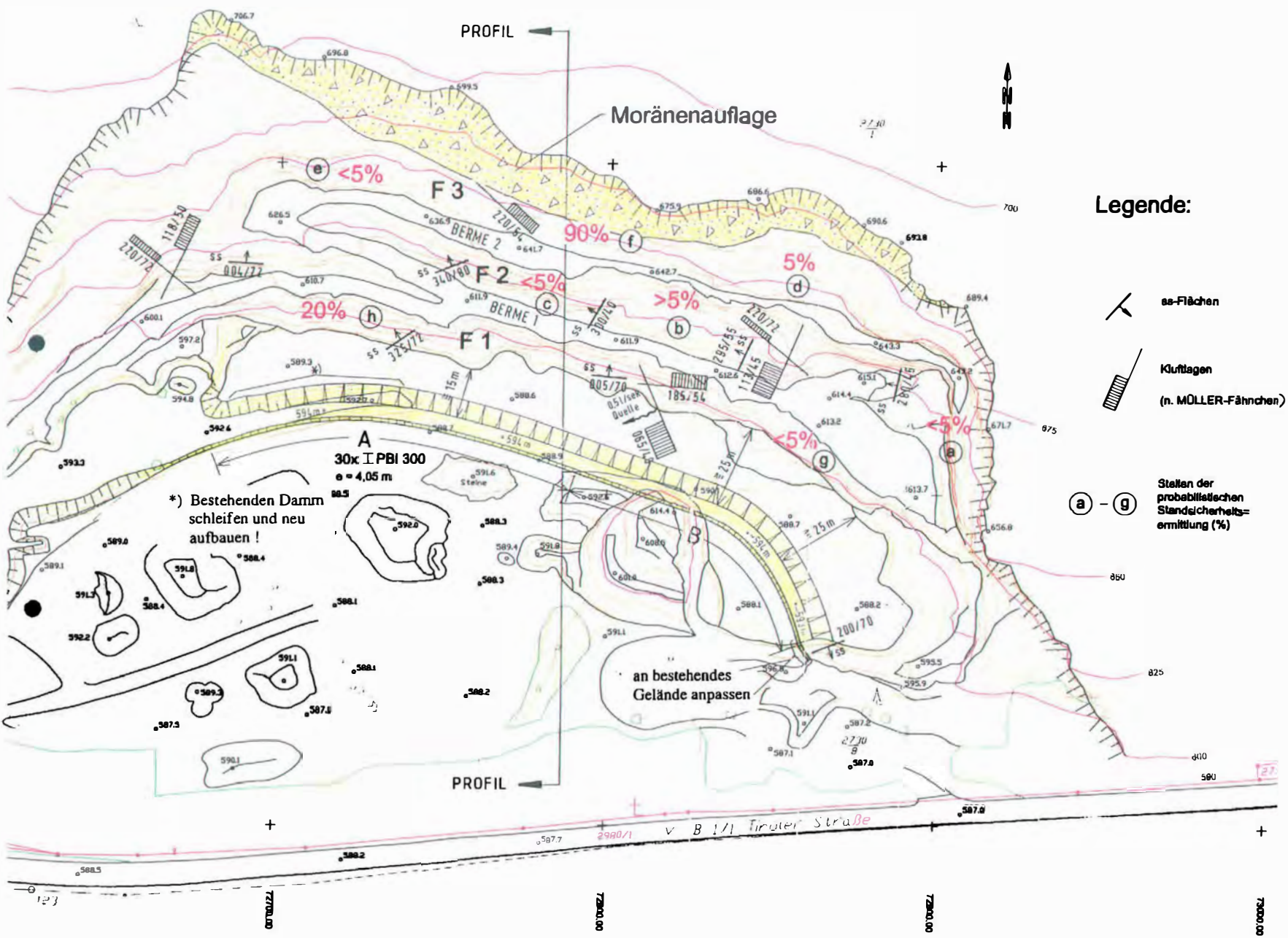
Der Grund für die Instabilität liegt in den zu steilen Abbauböschungen (Winkel von 60 und 70°) und dem für Kalkfels zu hohen Generalwinkel von ~58° (siehe Abb. 17).

Im westlichen Abschnitt ist die Situation etwas besser. So zeigt die SSPC-Analyse von F 3 (Mitte) eine "Probability to be stable" von ~90 %. Das ist auf die geringe Höhe der Felsböschung von nur 12 m und den günstigen Neigungswinkel von 56° zurückzuführen. Im äußersten Westteil bei Punkt e) fällt die Wahrscheinlichkeit wieder auf <5 %, da die Felsböschung hier fast 50 m hoch und 70° geneigt ist. Das konstante NW-Einfallen von dickbankigen Schichtflächen bei F1 (West) hebt die SSPC wieder auf ~20 % an.

Insgesamt kann damit das Langzeitverhalten der drei Felsböschungen als "recht dynamisch" bezeichnet werden. Über den Zeitpunkt eines Fels- oder Böschungsversagens kann allerdings kaum etwas ausgesagt werden.



Abb. 16: Lageplan des Bruchareals. Rote Zahlen verdeutlichen die "Wahrscheinlichkeiten standfest zu bleiben". F 1, F 2 und F 3 sind die Felsböschungen. Der Schutzdamm in der Sohle ist grün eingezeichnet.



\*) Bestehenden Damm schleifen und neu aufbauen!

an bestehendes Gelände anpassen

### 3.6 Konsequenzen und Sicherungsvorschläge

Die Moränenauflage mit steiler Böschung ( $\sim 65 - 85^\circ$ ) sowie ständiger Steinschlag, ausgelöst durch die Verwitterungsentfestigung oder durch Gamswild, machte eine bodenmechanische Ermittlung der Gleitsicherheit erforderlich. Diese ergab im günstigsten Falle ein  $\eta$  von 1,1. Durch die hohe Steinbrucharanlage von ca. 100 m und die geringe Abbautiefe liegt der Generalwinkel, wie erwähnt, bei  $58^\circ$  (Abb. 17).

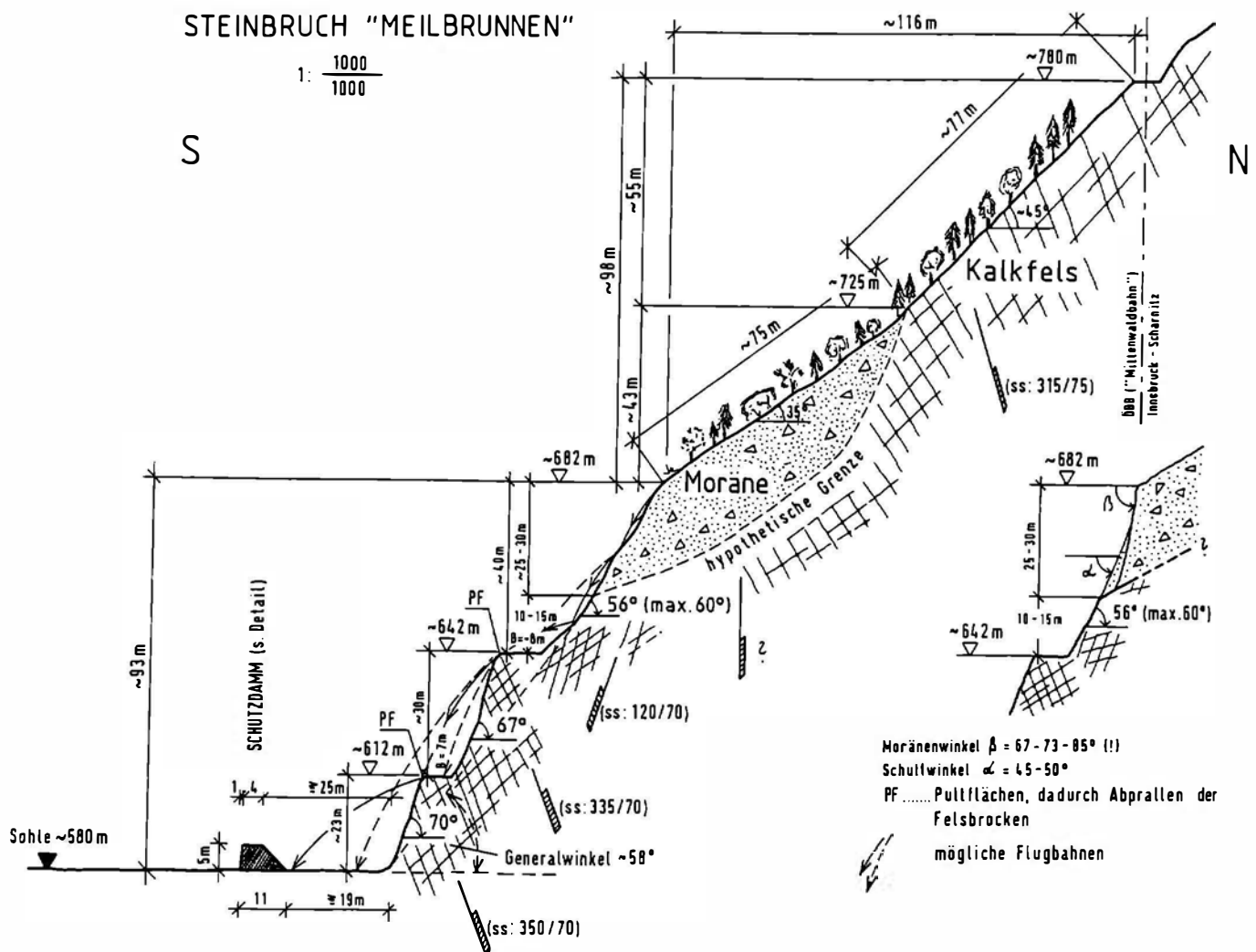


Abb. 17: Schnitt durch den Steinbruch. Charakteristisch ist die geringe "Bruchtiefe" in S-N-Richtung sowie die ungünstige Höhenstaffelung der Abbauwände. Aus den möglichen Sprungweiten von Felsblöcken wurde die Lage des Schutzdammes abgeleitet.

Da für Tagbauböschungen im Kalkfels  $50^\circ$  nicht überschritten werden sollten und die drei Böschungen felsmechanisch auch noch ungünstig gestaffelt sind, wurde zur Steinschlagsicherung ein Schutzdamm auf der Tagbausohle vorgesehen. Nach der bodenmechanischen Analyse wird sich die Moränenböschung im Laufe der Zeit auf ca.  $40^\circ$  abflachen, was zu einem erheblichen Ansteigen der Steinschlaghäufigkeit führen wird. Außerdem werden Einzelblöcke maximal 40 m vom Böschungsfuß entfernt in die Tagbausohle hineinspringen. Um die Steinbruchsohle für einen Lagerplatz optimal zu nutzen, wurde, um Fläche zu gewinnen, der vorhandene Schüttdamm von 4 m auf 5 m erhöht und mit einer 3 m hohen Bohlenwand versehen. Der Damm selbst wird wie folgt auszubilden sein (siehe Abb. 18).

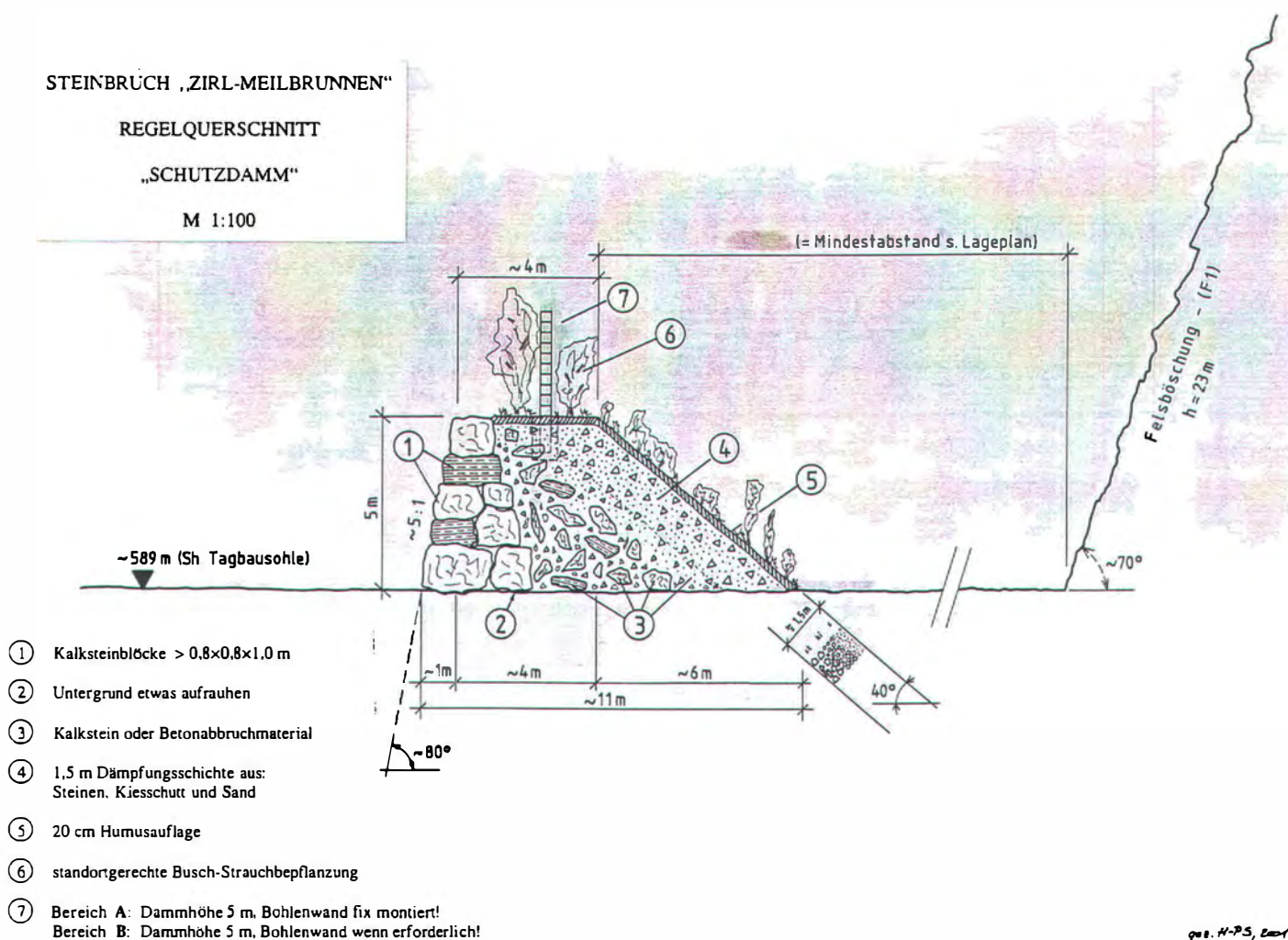


Abb. 18: Detailprofil des Schutzdammes in der Steinbruchsohle



Die beiden Bermen und die nutzbare Steinschlag-Auffangfläche werden jährlich beräumt. Als visuelle Kontrolle des Steinbruches sind Begehungen (besonders der Steinbruchschulter) nach der Schneeschmelze und nach Starkregenperioden sowie nach Erdbeben mit Epizentrum Inntal vorgesehen.

## 4.0 Der Steinbruch Loja

### 4.1 Geografische Lage und Gesteinsspektrum

Am linken Donauufer nahe der Ortschaft Persenbeug liegt in einem NW-SE-Tal der Loja-Graben mit dem gleichnamigen Abbauggebiet. Der aktuelle Abbau befindet sich in der "Monotonen Serie" der Böhmisches Masse mit einer Dominanz von Gneisen und Amphiboliten. Diesen zwischengeschaltet sind zahlreiche Ganggesteinstypen. Für die Edelsplitterzeugung wird aber in erster Linie der feinkörnige, überaus hochwertige Kersantit gewonnen. Dem generellen Streichen der Gneise folgend sind diese Kersantite hauptsächlich in NE-SW-Richtung angeordnet.

### 4.2 Felsmechanische Aspekte

Das Bruchareal liegt an einem SW-Hang und ist zur Zeit als "doppelhufeisenförmiger" Steinbruch angelegt, dessen Gesamtlänge etwa 330 m beträgt. Im sogenannten Bruch I liegt die Gesamthöhe bei 140 m, an der "Mittelrippe" bei ca. 110 m und im Bruch II (hier steht die Brecheranlage) beträgt die Wandhöhe ungefähr 100 m.



Abb. 19:

Ansicht des aktuellen Steinbruchzuschnittes.

Links (in der Sonne) jener Teil mit der Kersantitvornacht. Die Mittelrippe trennt den Hauptbruch vom still gelegten Abschnitt (rechts im Schatten).

Hatte man ursprünglich den Steinbruch von zwei separierten Teilen aus aufgeschlossen, so hat sich im Laufe von einigen Jahrzehnten gezeigt, dass im Bruch I mehr Kersantit ansteht als im Bruch II. So ist abbautechnisch die "Mittelrippe" entstanden oder einfach übrig geblieben. Sicherlich ist aber auch schon damals der stützende Effekt bedacht worden.



Abb. 20:

Lageplan mit  
eingetragener  
Gesteinsverteilung.

Rotbraun: Kersantit  
dunkelbraun: Gneis  
violett: Amphibolit  
blau: Marmor  
hellgelb: Aplitgänge  
grün: Zufahrtswege und  
Steinbruchsohle.

Sechs Felsböschungen mit Höhen zwischen 25 und 30 m sowie Neigungswinkel zwischen 50 und 75° sind im Bruch I ausgeführt. Im Bruch II sind die Böschungen etwa 50° geneigt.

Der Generalwinkel im Bruch I beträgt ~50°, was für diesen Gebirgstyp einen Wert darstellt, der die Standsicherheit günstig beeinflusst. Was die Standsicherheit der einzelnen Felsböschungen betrifft, so hängt diese nicht nur von der am augenfälligsten stabilitätsmindernden Trennflächenschar ab, sondern wohl von der ungünstigsten Kombination aller auftretenden Klüfte und sf-Lagen. Dass es an hangaus fallenden Klüften mehrfach zu Felsmassenverlagerungen kommt, stört fördertechnisch nicht sehr – aus Gründen des Arbeitnehmerschutzes sehr wohl mehr. So liegt denn die Sicherheit gegen Gleiten bei temporären Abbauböschungen nur bei 1,1 (nach heute üblichen Standards).

Was aber kaum durch bloße Begehung, Kartierung oder Erfahrung abgeschätzt werden kann, ist die Standsicherheit eines einzigen großen bogenförmigen Abbaues, bei dem die Mittelrippe herausgesprengt wird. Man kann wohl annehmen, dass sich die Gebirgslast so wie bisher auf ihre Flanken abstützen wird. Man weiß aber nichts über das Verformungsverhalten des zukünftigen großen und hohen Steinbruches.

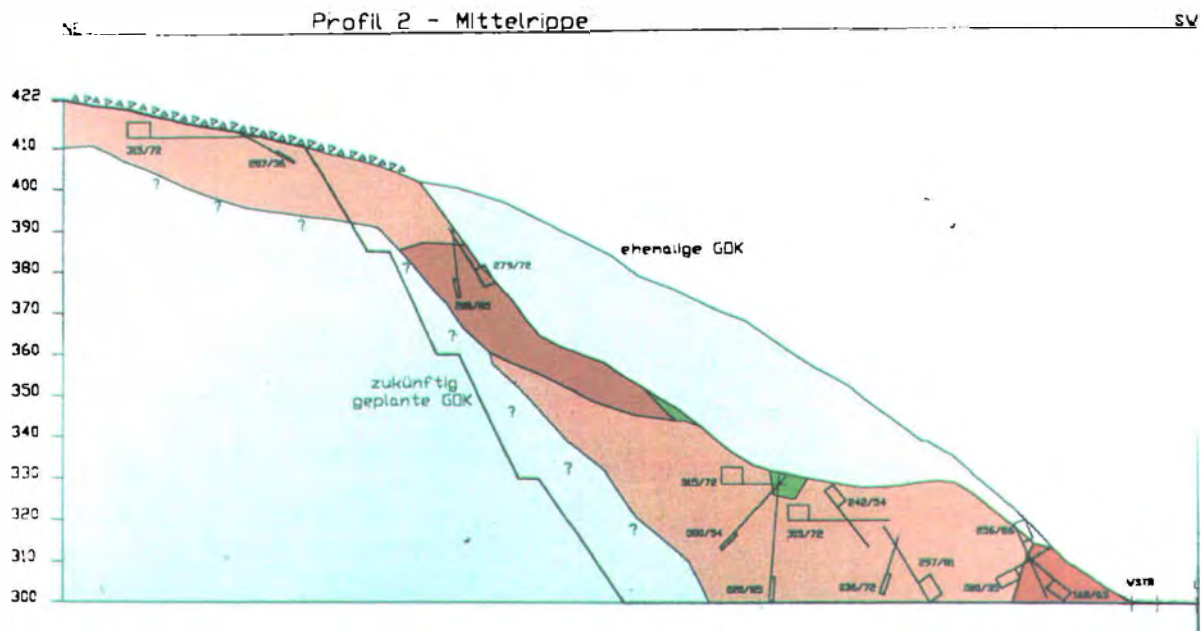


Abb. 21: Schnitt durch die Mittelrippe mit ursprünglicher und zukünftiger Geländeoberkante. Die Hauptklufscharen sind mit MÜLLER-Fähnchen dargestellt.

Aus diesem Grund erfolgte eine möglichst genaue Kennwertermittlung. Diese Daten werden in ein "Rechenprogramm für geklüfteten Fels" eingegeben.

Im ebenen Schnitt (vor und nach der Wegnahme der Mittelrippe) wird mittels UDEC 3.1 versucht, die auftretenden Spannungen und Verformungen ingenieurgeologisch zu interpretieren. Vermutlich werden diese Gebirgsveränderungen nur kleine Beträge ergeben und bei einem aktiven Abbaugeschehen gar nicht zu beobachten sein. Doch die beruhigende Annahme eines großen Gewölbes zur Lastabtragung soll nicht über die Tatsache hinwegtäuschen, dass auch kleine Verformungen oder gar Festigkeitsüberschreitungen am Tagbauböschungsfuß zu unvorhersehbarem und womöglich sehr gefährlichem Böschungsversagen führen könnten.

## 5.0 Der Steinbruch "Dürnbach"

### 5.1 Einleitung und geologische Position

Für den Gewinnungsbetriebsplan 2000/01 der Firma Wopfinger GmbH. wurden von der zuständigen Bergbehörde umfangreiche geologische Untersuchungen vorgeschrieben. Es sollten das Sedimentgefüge des Kalkfelsens, die Störungszonen und allfällige Wasseraustritte bearbeitet werden. Daraus abgeleitet wurde eine ingenieurgeologische Beurteilung des gesamten Etagenbaues (siehe Abb. 22).





Abb. 22:

Ansicht des Etagenbaues der Lokalität Dürnbach ("Bockleiten").

Zur Zeit sind acht Etagen aufgeföhren mit einer Gesamthöhe von ca. 180 m.

Das aktuelle Abbaugebiet liegt in den voralpinen Decken der Nördlichen Kalkalpen und ist durch ein Seitental (Dürnbachgraben) des Piestingtales, 2 km südlich von Waldegg, zu erreichen.

### **5.2 Gesteinsspektren und Trennflächen**

In allen acht Felsböschungen treten meist in deutlicher dm-m Wechsellagerung Kalke der Mittel- und Obertrias auf. Die häufig vorkommenden Dachsteinkalke führen mitunter schön ausgebildete Megalodonten.



Abb. 23:

Wechsellagerung von dm-m gebankten Triaskalken mit abschnittsweise stark verwitterten Bereichen (Verkarstung!).

Insgesamt ist der Fels in einem sehr guten Erhaltungszustand, besitzt eine gute bis mäßige Verbandsfestigkeit und ist eng-mittelständig geklüftet. Es ließen sich drei signifikante Richtungen feststellen. Das statistische Maximum der Schichtflächen liegt bei  $\sim 350/35^\circ$ .

Eine Hauptklufschar fällt steil bergwärts ein, schneidet die Felsböschungen schleifend und liegt häufig im Streichen der Etagenböschungen. Weitere Hauptklufscharen schneiden die Böschungen spitzwinkelig und fallen nach SE bis SW ein. Markante Einzelklüfte liegen meist im Streichen zur Etagenform und fallen fast nur bergwärts ein.

### 5.3 RMR und Standsicherheitsbeurteilungen der Einzelböschungen

Für eine erste Abschätzung des Gebirgszustandes sind nach Ermittlung der nötigen Klassifikationsparameter für jede einzelne Böschung die RMR-Zahlen ermittelt worden.

Ergebnis: Die acht Felsböschungen sind mit "guter Fels" bis "mäßig guter Fels" zu bewerten gewesen.

Es wurden auf Grund der vorliegenden Trennflächengeometrie die Nachweise auf ein "Böschungsversagen durch Gleitung" eingeeengt. Diese Berechnungsart gilt dann, wenn die stabilitätsmindernde Trennflächenschar parallel oder spitzwinkelig zur Böschung streicht und hangauswärts einfällt.



Abb. 24:

Die maßgebenden Trennflächen bei der Analyse von Standsicherheiten an Einzelböschungen sind die ss-Flächen.

Die Streichrichtung verläuft hier meist parallel oder spitzwinkelig zur Bruchböschung.

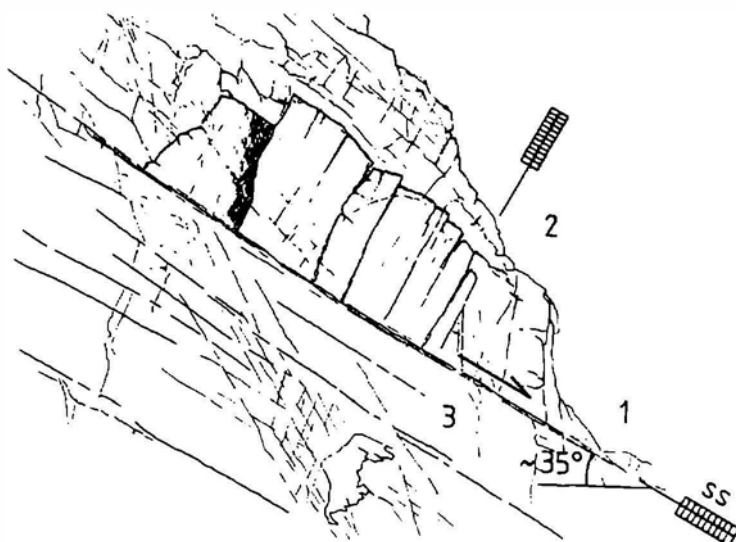


Abb. 25:

In der Zeichnung sieht man die fast normal auf ss stehende Klufschar, welche zum Abgleiten von Platten oder Klufkörpern führen kann.

1...sedimentäre Schichtfläche,  
2...normal auf ss stehende Klüfte,  
3...Klufschar, in Bildebene gelegen

Eine zweite Klufthchar schneidet die Böschung so ungünstig, dass es zum Abgleiten von Felsplatten kommen kann. Die Stabilität ist bei dieser Analyse von der Masse des Felskörpers unabhängig und somit für alle Trennflächen gleich groß. Eine allfällige Kohäsion auf den Schichtflächen wurde nicht berücksichtigt.

(Anm.: Der Reibungswinkel der ss-Flächen wurde in erster Näherung nach BARTON & CHOUBEY, 1978, bestimmt.)

Im Stabilitätsfall "Gleiten auf einer Trennfläche mit Klufthreibung" reduziert sich die grundlegende Formel  $\eta = R/T$  auf einen sogenannten Winkelvergleich.

$$\eta = \frac{\tan \varphi_{r,ss}}{\tan \beta_{ss}}$$

$\varphi_{r,ss}$	Reibungswinkel der Gleitfläche
$\beta_{ss}$	Fallwinkel der Schichtfläche

Sämtliche Berechnungen beziehen sich auf ebene Schnitte. Kohäsion wurde keine angesetzt, der ebene Klufflächenanteil  $K$  mit 1 angenommen und die wohl vorhandenen Rauigkeiten auf den Schichtflächen wurden als stille Sicherheitsreserven angesehen.

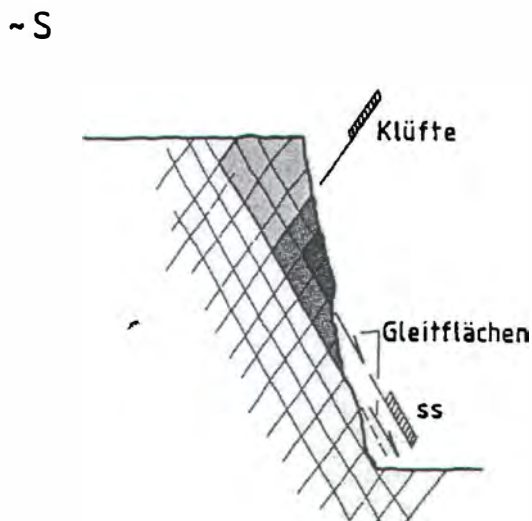


Abb. 26:

Schemata von möglichen Felskeilen und / oder Kluffkörpern mit Gleit-tendenz auf den Schichtflächen

Die an allen Einzelböschungen bzw. Schichtflächen mit Gleitbereitschaft ermittelten  $\varphi_{r,ss}$  Werte bewegen sich zwischen 27 und 33°.

#### 5.4 Interpretation der Rechenergebnisse

An 23 kritischen Stellen wurde das " $\eta_{vorh.}$ " ermittelt, wobei die Hälfte der Sicherheiten gegen Gleiten auf der Schichtfläche knapp unter 1 liegt, die andere deutlich darüber.

Im Vergleich zu Laborwerten, welche an Jurakalken ähnlicher Petrologie vorgenommen wurden, kann man für das  $\varphi_{r,ss}$  Winkel von 32 bis 38° annehmen. Dies ergäbe eine etwa 20% Erhöhung gegenüber den ermittelten Reibungswinkeln und ließe die Sicherheit ebenfalls deutlich ansteigen.



Bedenkt man überdies noch, dass für Abbauböschungen nur ein  $\eta = 1,1$  gefordert wird, so lässt sich diese Vorgabe ohne weiteres einhalten. Bei  $\eta < 1$  in manchen Etagenabschnitten sah man schon bei der ersten Begehung, dass kurz nach den Sprengungen viele Schichttafeln abgeglitten waren. Dies stellt in einem aktiven Steinbruch kein Malheur dar, denn Material muss ja ohnehin gewonnen werden. Wenn aber trotzdem bei  $\eta < 1$  vielfach kein Böschungsversagen eintrat, so lässt sich das gut durch noch vorhandene Materialbrücken und die seitliche Verspannung erklären.

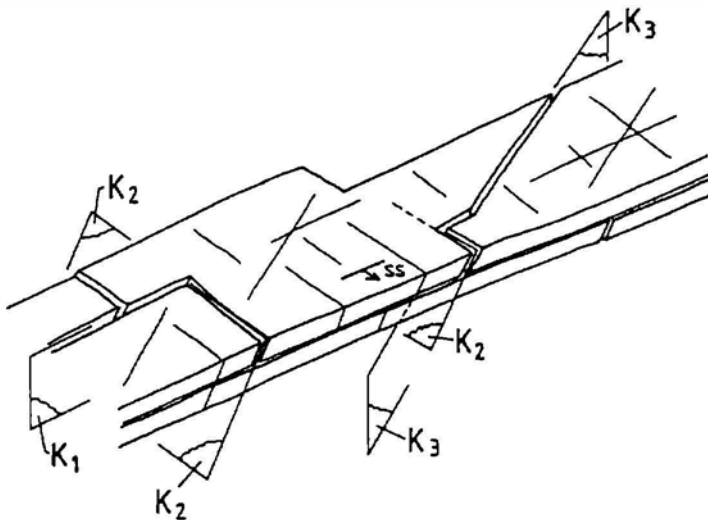


Abb. 27:

Die Skizze zeigt das Auflagern von Schichttafeln auf seitlich intakte Karbonatplatten, die ein Abgleiten trotz steilem Einfallen bergauswärts verhindern.

### 5.5 Standsicherheitsanalyse des gesamten Tagbaues

Bei der geologischen Analyse der Standsicherheit des gesamten Tagbaues kann man von drei wesentlichen Einflussfaktoren ausgehen:

- dem niedrigen Generalwinkel von nur  $32^\circ$  (siehe Abb. 28),
- dem felsmechanisch günstigen Einfallen der Schichtflächen (Abb. 29, unten) und
- der natürlichen, räumlichen Lastabtragung in die beiden stabilen Flanken des Tagbaues (Abb. 30).

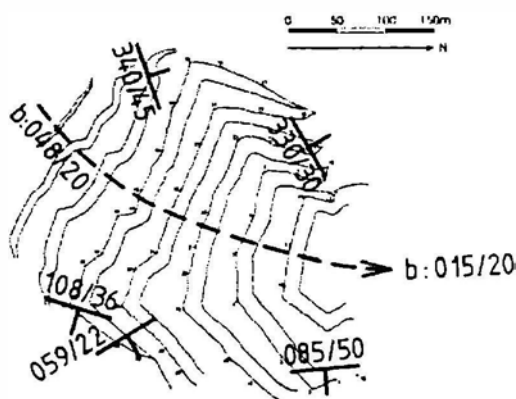


Abb. 29:

Die Gesamtstruktur im Steinbruch kann am besten mit einer von SW nach NNE gebogenen Kuppel verglichen werden.

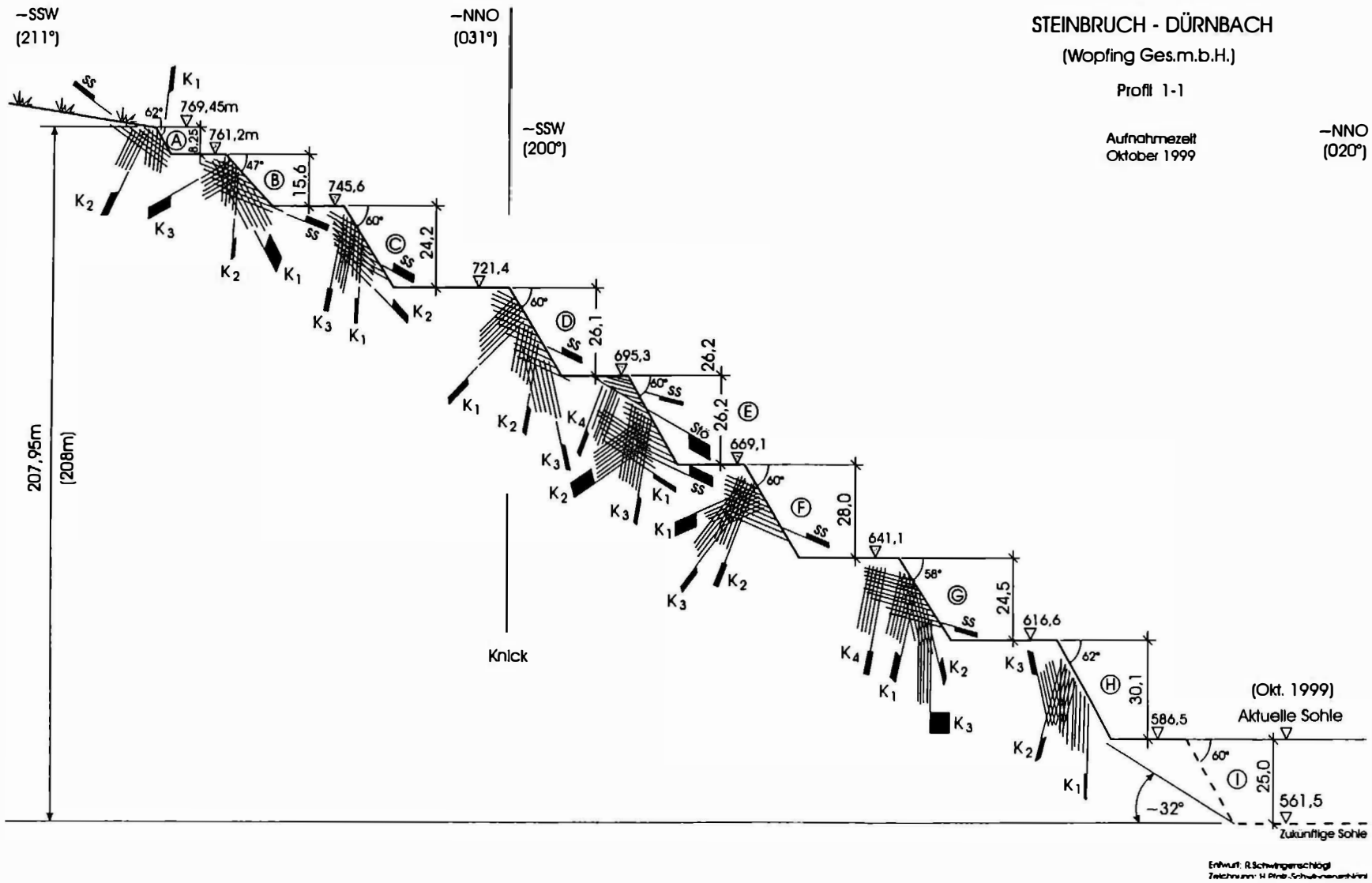


Abb. 28: Gesamtprofil durch den Abbau "Bockleiten" mit der zukünftigen Sohle. Danach hat der Steinbruch die Gesamthöhe von fast 206 m. Günstig für die Gesamtstandicherheit ist der für Karbonate niedrige Generalwinkel von nur 32°.

### Steinbruch Dümbach (Bockleiten) (Südansicht)

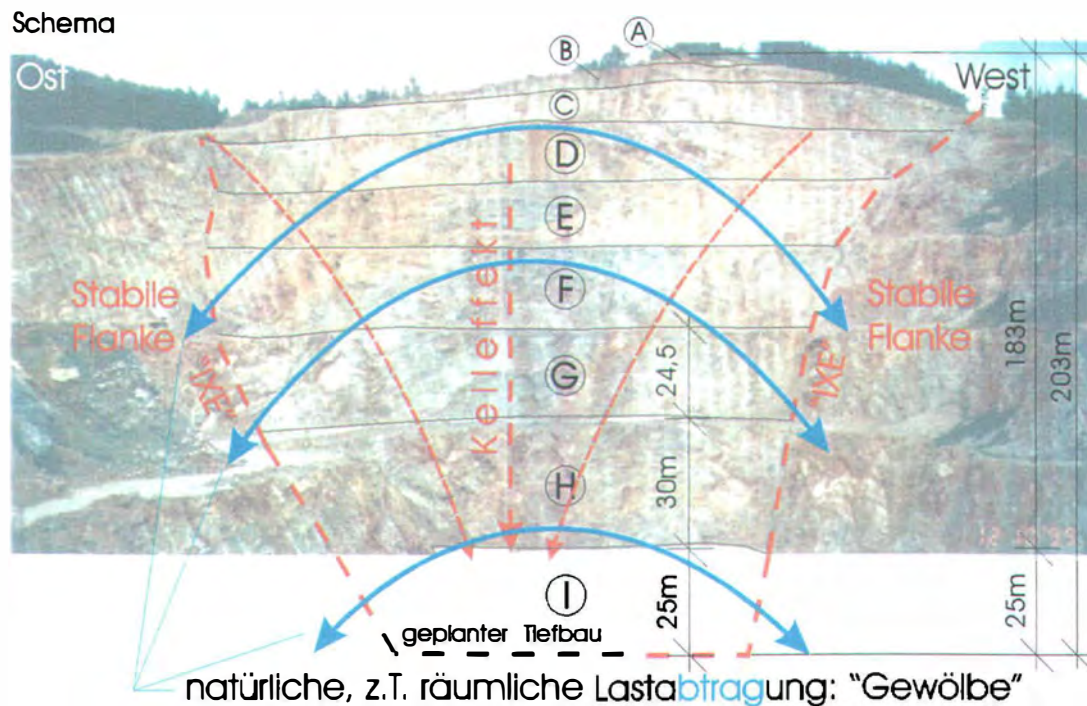


Abb. 30: Durch die günstige Faltengeometrie erfolgt eine räumliche Lastabtragung in die Steinbruchflanken.

Insgesamt lässt sich die Standsicherheit aus einer felsstatisch günstigen Großfaltengeometrie ableiten. Es liegt nämlich eine Kuppelstruktur vor, deren Ränder sich an der West- und an der Ostflanke des Steinbruches abstützen. Da ein seitliches "Ausweichen" unmöglich ist, stellt sich, etwas schematisch betrachtet, auch ein "Keileffekt" ein.

## 6.0 Literatur

- BARTON, N. & CHOUBEY, R. (1978): The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. – Rock Mech., 10, 1-54, 20 figs., 11 tables, Springer (Wien).
- HACK, R. (1996): Slope Stability Probability Classification. – 2.ed., ITC-Publ., 257 p., 127 figs., Delft.
- LOCHER, H.G. (1971): Direkter Scherversuch im Laboratorium an Felsproben mit Klüften. – Schw. Bztg., 89, Heft 30, 760-763, 7 Abb., 2 Tab., Bern.



MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau (Erster Band). – 624+XVI S., 307 Abb., 22 Tafeln, Enke (Stuttgart).

TRÖSCHER, M. (2002): Ingenieurgeologische und felsmechanische Untersuchungen des Kersantit-Steinbruches Loja. – Unveröff. Dipl.Arb. (in Arbeit), IAG, Univ.f. BOKU Wien.

UDEC 3.1 (2000): Universal Distinct Element Code. – Itasca Consulting Group Inc., 6 manuals, Minneapolis, USA.

Autor:

Rudolf Schwingenschlögl, ao.Univ.Prof.Ing.Dr.

Institut für Angewandte Geologie  
Universität für Bodenkultur Wien  
A-1190 Wien, Peter Jordan-Str. 70  
rsinggeo@mail.boku.ac.at