

Amberg – Tagung Uetlibergtunnel

23. / 24. und 25. Januar 2002

**Baustelle Uetlibergtunnel, Landikon**

## **Evaluation der Lockergesteinsvortriebe Projektierung, Geomechanik**

---

**Vortrag Rolf Stadelmann**

Regensdorf, 22. Januar 2002

<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>Seite</b>
1. Einleitung.....	3
2. Geologie .....	3
2.1. Übersicht mittels Baugrundmodell.....	3
2.2. Geologie im einzelnen.....	3
3. Gefährdungen in den Lockermaterialstrecken .....	6
4. Modellberechnungen ohne Bauhilfsmassnahmen .....	6
4.1. Übersicht der Berechnungen.....	6
4.2. Ergebnisse der Berechnungen.....	7
5. Vorauswahl Bauhilfsmassnahmen.....	9
5.1. Grundwasserabsenkung (GWA) .....	9
5.2. Injektionen.....	11
5.3. Jetting .....	11
5.4. Rohrschirm.....	12
6. Modellberechnungen mit Bauhilfsmassnahmen .....	12
7. Mögliche Bauverfahren.....	15
8. Wahl des Bauverfahrens .....	20

## 1. Einleitung

Im folgenden wird auf die Evaluation des Bauverfahrens für die Lockergesteinsvortriebe beim Uetlibergtunnel eingetreten. Es wird dabei nur die Ausbruchsicherung behandelt.

## 2. Geologie

### 2.1. Übersicht mittels Baugrundmodell

Die wesentlichen Bestandteile der drei Lockergesteinsstrecken am Uetlibergtunnel sind im Vortrag von D. Marti erläutert. Es wird daher im folgenden auf geologische Einzelheiten eingegangen.

### 2.2. Geologie im einzelnen

Die Moränentypen und die prozentualen Anteile der Bodenarten sind in Tabelle 1 dargestellt. Aus dieser Tabelle geht bereits die sehr heterogene Verteilung der verschiedenen Bodenarten in den einzelnen Moränen hervor. Eine Korrelation dieser Bodenarten zwischen den Uetlibergmoränen ist nicht erkennbar.

Moräne	Art	Moränentyp / Bestandteile							
		sandig-kiesig	lehmig-sandig	tonig-siltig	sand-reich	kies-reich	Ton	Sand	Silt + Feinsand
Juchegg	Grundmoräne	45%	55%						
Diebis	Grundmoräne			25%	15%	60%			
Gjuch	Endmoräne	17%			18%	42%	4%	11%	8%

Tabelle 1 Moränentypen und Bodenarten in den Moränen

Der prozentuale Anteil der USCS-Klassen in den Moränen ist in der Tabelle 2 dargestellt, in welcher die Stärke der Schattierungen den prozentualen Anteil einer USCS-Klasse bedeutet. Die ausgeprägte Heterogenität der Moräne Gjuch ist hier erkennbar.

Aus dem Vergleich der USCS-Klassen ergibt sich ebenfalls keine Übereinstimmung der drei Moränentypen.

Moräne	Toniger Kies <b>GC-CL</b>	Kiesiger und/oder sandiger toniger Silt <b>CL</b>	Toniger Sand <b>SC-CL</b>	Siltiger Sand <b>SM-ML</b>	Kies mit wenig Ton <b>GC</b>	Kies mit wenig Silt <b>GM/ GM-ML</b>
Juchegg						
- lehmig-sandig	5%	59%	31%	3%	0%	0%
- sandig-kiesig	45%	0%	18%	4%	5%	14%
Diebis	54%	26%	10%	2%	0%	8%
Gjuch	31%	3%	3%	16%	9%	16%

Tabelle 2: USCS-Anteile in den Uetlibergmoränen (nur Hauptklassen)

Der heterogene Aufbau der Moräne z.B. in der Lockergesteinsstrecke Gjuch ist auch aus der Kornverteilungskurve gemäss Abbildung 1 ersichtlich.

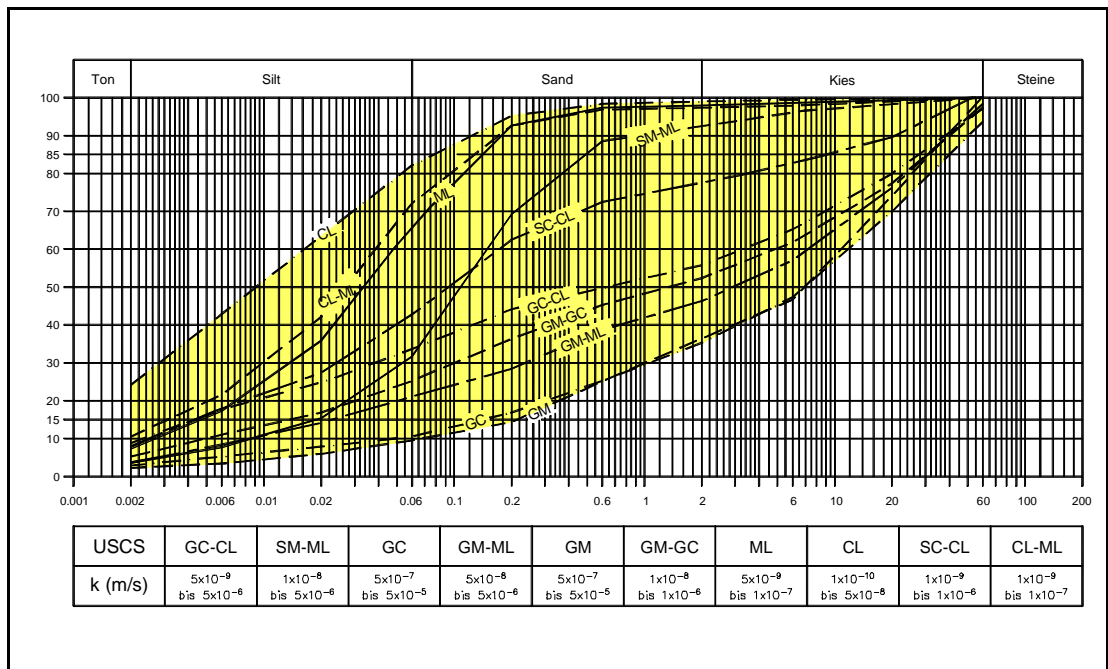


Abbildung 1: Kornverteilung in der LG Gjuch

Diese unterschiedlichen, heterogen aufgebauten Moränentypen sind die Ausgangsbasis für die Evaluation des Bauverfahrens.

Folgende Bodeneigenschaften der drei Lockermaterialstrecken sind für die geomechanischen Untersuchungen von Bedeutung:

- Wasserspiegelhöhe und deren Schwankungen
- Durchlässigkeit des Moränenmaterials
- Lagerungsdichte
- Kornverteilung
- Klassifikation nach USCS
- Plastizitätseigenschaften
- Kriechbewegungen im Uetliberglehm über der Moräne Juchegg
- Festigkeits- und Elastizitätskennwerte für den Uetliberglehm der Moräne Juchegg

Zu diesem Zweck wurden u.a. nachstehende umfangreiche Untersuchungen durchgeführt:

- 80 Kernbohrungen
- 120 (Mehrfach-)Piezometer
- 250 Standard-Penetration-Tests (SPT)
- 30 Wasser-Absenkversuche
- 1 Dauerpumpversuch
- Über 1'000 Lockergesteinsproben (Kornverteilung, Plastizitätseigenschaften, USCS-Klassifikation)
- Untersuchung von 16 ungestörten Bodenproben aus dem Uetliberglehm (Einfacher Druckversuch, Triax, Oedometer)
- Über 100 Rammsondierungen
- Wasserspiegelmessungen
- Refraktions- und reflexionsseismische Untersuchungen

Diese Auflistung zeigt, dass die Lockergesteinsstrecken am Uetlibergtunnel genügend genau erkundet wurden.

### **3. Gefährdungen in den Lockermaterialstrecken**

Die massgebenden Gefährdungen in den Lockermaterialstrecken sind:

- Grosse Verformungen infolge starker Ausbreitung von Festigkeitsüberschreitungen (Plastifizierung) im Baugrund beim Bau des Tunnels.
- Auflockerungen im Firstbereich durch Firstsenkungen. Dadurch entstehen hohe Belastungen der Ausbruchsicherung und der Verkleidung im Kalottenbereich.
- Setzungen bis an die Geländeoberfläche mit Einfluss auf Strassen und Plätze.
- Beschädigung von Leitungssystemen (Wasserversorgung, Abwasserleitungen, Gasleitungen etc.) infolge Setzungen im Baugrund.
- Starker Wasserzutritt in den Tunnels und Auswaschung des Baugrundes um den Hohlraum.
- Kollaps des Hohlraumes und Tagbruch bei ungenügender Stabilisierung des Baugrundes um den Hohlraum und vor der Ortbrust oder ungenügender Stützwirkung der Ausbruchsicherung.

### **4. Modellberechnungen ohne Bauhilfsmassnahmen**

#### **4.1. Übersicht der Berechnungen**

Es wurden in allen Lockergesteinsstrecken erste Berechnungen ohne Bauhilfsmassnahmen durchgeführt. Der Untersuchungsperimeter der Lockergesteinsstrecke Diebis sah wie folgt aus:

1. Querschnitt in der Moräne mit 20 m Überlagerung (First - Terrain) und einem Grundwasserspiegel 8 m über dem First.
2. Spezialuntersuchung für eine Tunnelröhre mit 19 m Spannweite (Röhre Basel im Portalbereich).
3. Gegenseitige Beeinflussung der Tunnelröhren.

## 4.2. Ergebnisse der Berechnungen

Die Abbildung 2 zeigt (hier bei der Lockergesteinsstrecke Diebis), dass ohne stabilisierende Massnahmen im Bereich der Kalottenfüsse bzw. der Strosse grosse Deformationen eintreten.

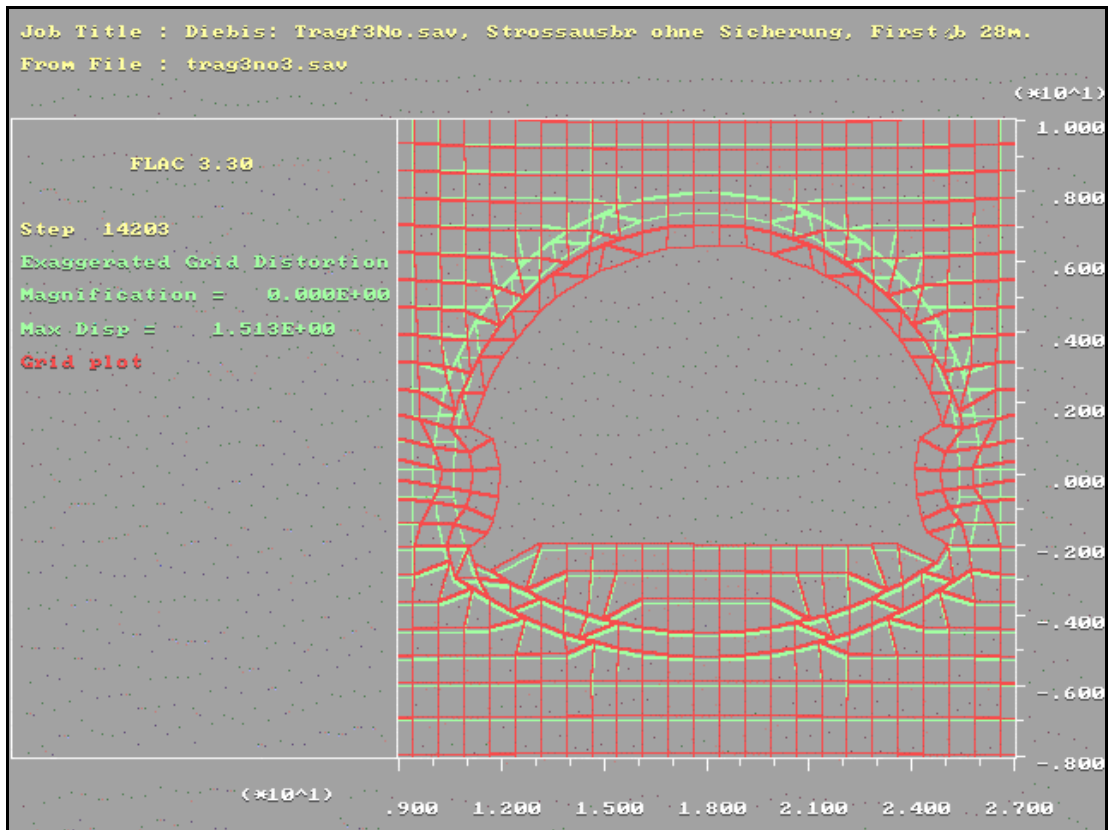


Abbildung 2: Grosse Deformationen ohne Bauhilfsmassnahmen

Die Abbildung 3 zeigt, dass auch im Bereich der Sohle stabilisierende Massnahmen oder ein sofortiger Ringschluss notwendig ist, auch wenn wie dargestellt der Strossenbereich verfestigt ist. Das Deformationsproblem wird hier nur nach unten verlagert.

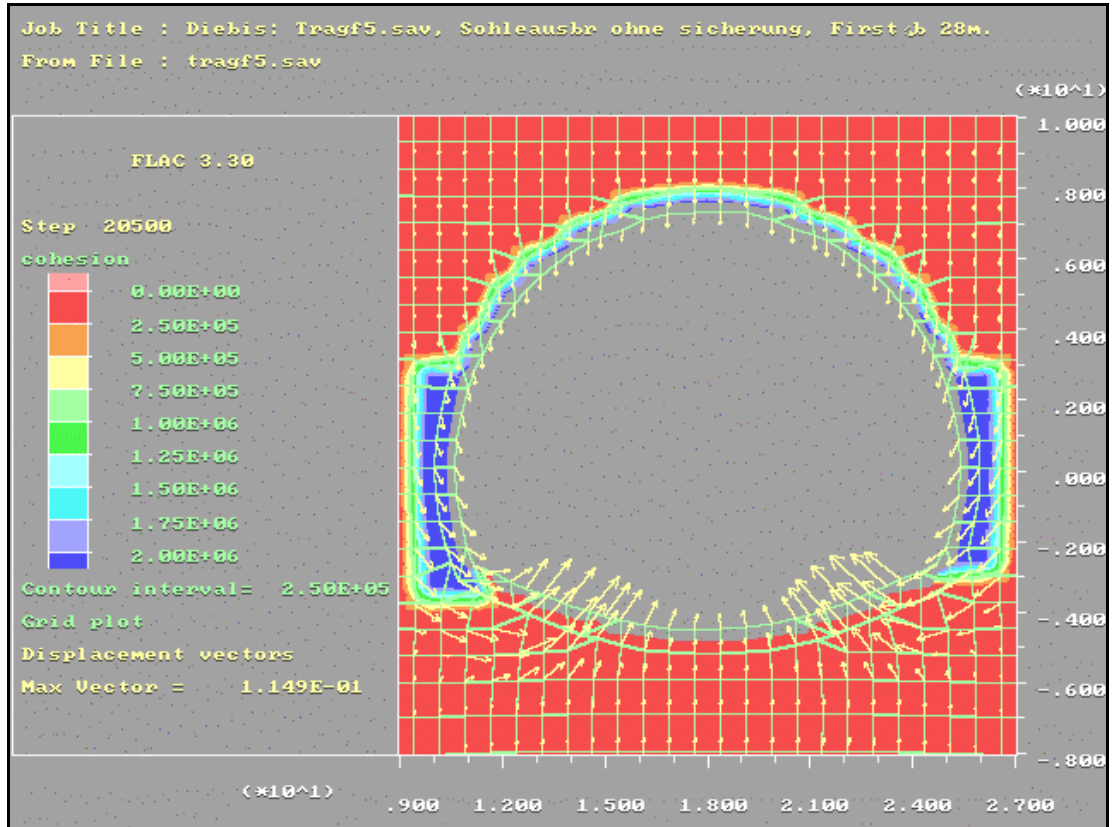


Abbildung 3: Grosse Sohlhebungen ohne Sohlgewölbe

Fazit:

Mit den getroffenen Annahmen ist die **Stabilität des Hohraumes in allen Fällen ohne Bauhilfsmassnahmen nicht gewährleistet.**

## 5. Vorauswahl Bauhilfsmassnahmen

Im folgenden wurde eine Vorauswahl von möglichen Bauhilfsmassnahmen getroffen. Diese sind in nachstehender Tabelle 3 mit einer Bewertung der grundsätzlichen Machbarkeit aufgelistet.

Moräne	Massgebende Bau- grundverhältnisse		Machbarkeitsbeurteilung der Bauhilfsmassnahmen				
	Grund- wasser über Tunnel	Lage- rungs- dichte	GWA	Injizie- ren	Jet- Grou- ting	Gefrie- ren	Rohr- Schirm
<b>Juchegg</b>							
Uetliberglehm	nicht vorh.	gering	nicht mögl.		möglich		möglich
Moräne kiesig	nicht vorh.	kompakt	nicht erfor.	ev. lokal	möglich		möglich
Moräne lehmig	ev. vorh.	kompakt	ev. lokal		möglich		möglich
<b>Diebis</b>							
Gehängelehm	nicht vorh.	gering	nicht mögl.		möglich	möglich	möglich
Moräne	vorh.	kompakt	ev. lokal	ev. lokal	möglich	möglich	möglich
<b>Gjuch</b>							
Moräne ver- schwemmt	vorh.	heterogen	ev. lokal	ev. lokal	möglich		möglich
Moräne	vorh.	heterogen	ev. lokal	ev. lokal	möglich		möglich

Tabelle 3 Beurteilung möglicher Bauhilfsmassnahmen in den Moränen Juchegg, Diebis und Gjuch

### 5.1. Grundwasserabsenkung (GWA)

Im Bereich der Lockergesteinsstrecke Diebis wurde eingehend untersucht, ob und wie das Grundwasser abgesenkt werden kann.

Entwässerungsmassnahmen können grundsätzlich von der Oberfläche oder vom Vortrieb her erfolgen.

Die Entwässerungsmassnahmen von der Oberfläche her wurden insbesondere aufgrund höherer Kosten, mangelnder Flexibilität und infolge Beeinträchtigung der ohnehin engen Platzverhältnisse des Installationsplatzes Landikon (Deponie, Werkleitungen, Baubüros, Baustrassen, etc.) verworfen. Die Untersuchung der möglichen Drainagemassnahmen erfolgt deshalb für die Variante vom Vortrieb aus.

Es stehen im wesentlichen zwei Möglichkeiten zur Verfügung:

Möglichkeit 1:

Teilquerschnitte des Tunnels werden für Drainagebohrungen verwendet (hier am Beispiel der Kernbauweise), wie:

- (a) Variante mit inneren oder äusseren Paramentstollen als Entwässerungstollen
- (b) Variante mit nur einem Paramentstollen, wie in Abbildung 4 dargestellt

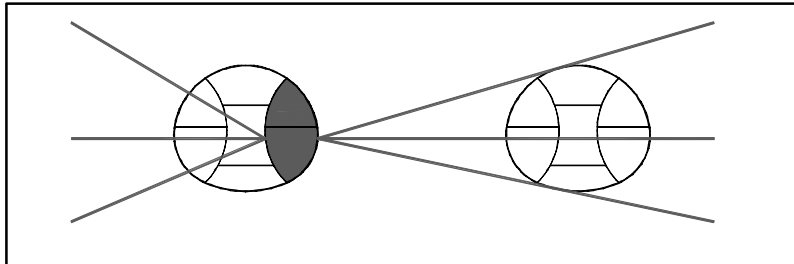


Abbildung 4: Ein Paramentstollen als Drainageort

- (c) Oder Variante mit separaten Entwässerungstollen innerhalb der Tunnelprofile

Möglichkeit 2:

Ein neuer Stollen ausserhalb der Tunnelprofile wird angeordnet (eigentlicher Drainagestollen), wie in Abbildung 5 dargestellt

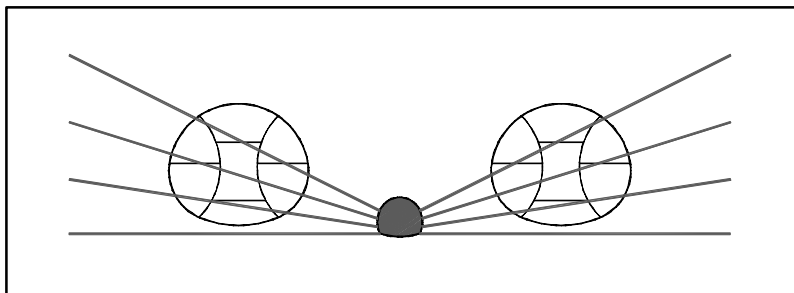


Abbildung 5: Aussenliegender Drainagestollen

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die Nutzung je eines Paramentstollens pro Röhre zur Entwässerung die wirtschaftlichste Lösung darstellt.

Die Effizienz einer systematischen Grundwasserabsenkung (z.B. mittels Vakuumpflanzen) wurde aufgrund der kleinen Durchlässigkeiten ( $k = 10^{-6}$  bis  $10^{-7}$  m/s) als gering beurteilt. Daher wurde von einer systematischen Anordnung der Drainagemassnahmen abgesehen.

Effizienter, wirtschaftlicher und flexibler sind lokale Eingriffe vom Vortrieb aus.

## 5.2. Injektionen

Die Machbarkeit von Injektionen in den Moränen der drei Lockergesteinsstrecken wurde aus den **Siebkurven** und den prozentualen **USCS-Anteilen** der einzelnen Moränen abgeschätzt. Beispielhaft ist die Injizierbarkeit der Moräne in der LG Diebis mit verschiedenen Injektionsmitteln im folgenden angegeben.

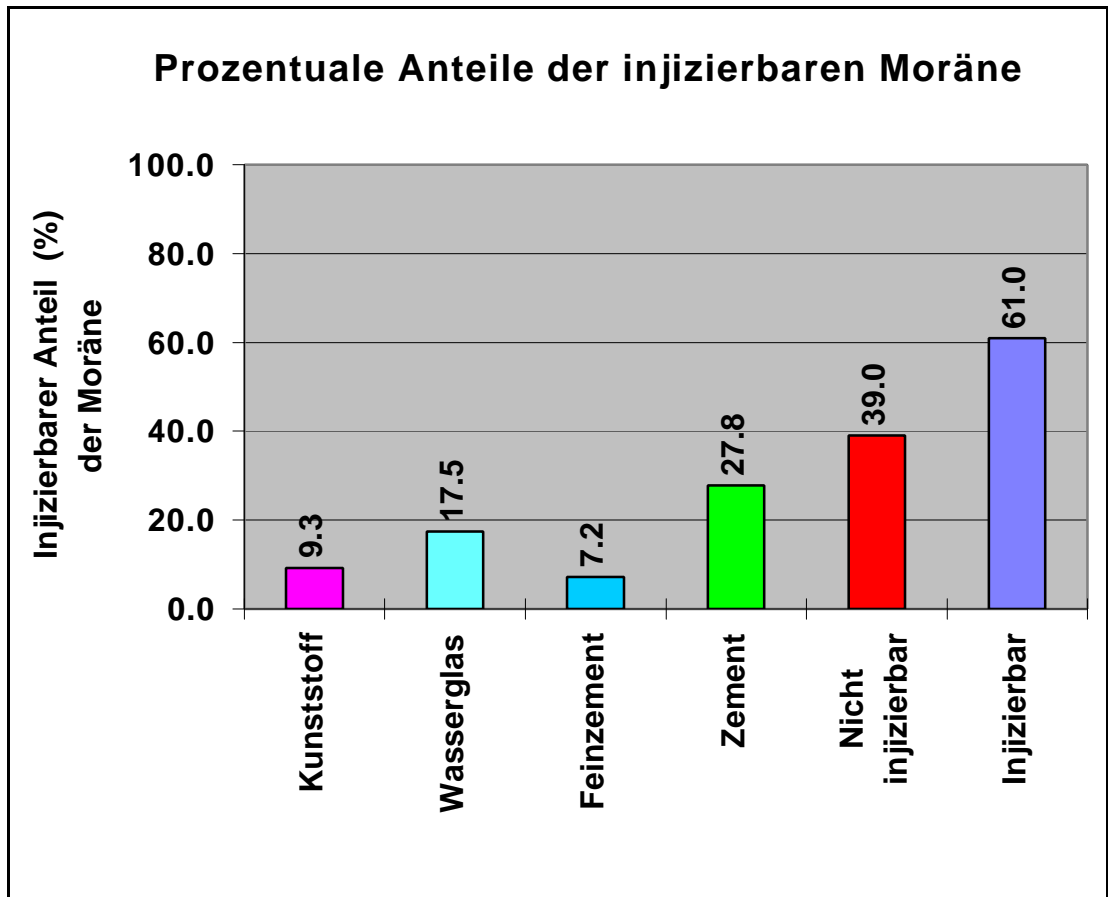


Abbildung 6: Prozentuale Anteile der injizierbaren Moräne

Theoretisch müsste man alle oben aufgeführten Injektionsmittel anwenden, um 61% der Moräne injizieren zu können. Es blieben immer noch 39%, die nicht injizierbar sind. Bei Verwendung nur eines der oben genannten Injektionsmittel reduziert sich der injizierbare Anteil der Moräne jeweils auf den in der Grafik dargestellten Prozentsatz.

### Fazit:

**Injektionen als globale Bauhilfsmassnahme für eine generelle, grossräumige Bodenverfestigung sind ungeeignet.**

## 5.3. Jetting

Diese Bauhilfsmassnahme wurde in erster Näherung in den Moränen generell als anwendbar erachtet.

#### 5.4. Rohrschirm

Diese Bauhilfsmassnahme ist in den Moränen generell anwendbar.

#### 6. Modellberechnungen mit Bauhilfsmassnahmen

Die Bauhilfsmassnahmen sind wie folgt in die Berechnungen eingeflossen:

Für die Bauhilfsmassnahme **Jet Grouting** wurde um den Hohlraum ein verfestigter Bodenbereich von 70 cm Stärke (siehe Abbildung 7) angenommen.

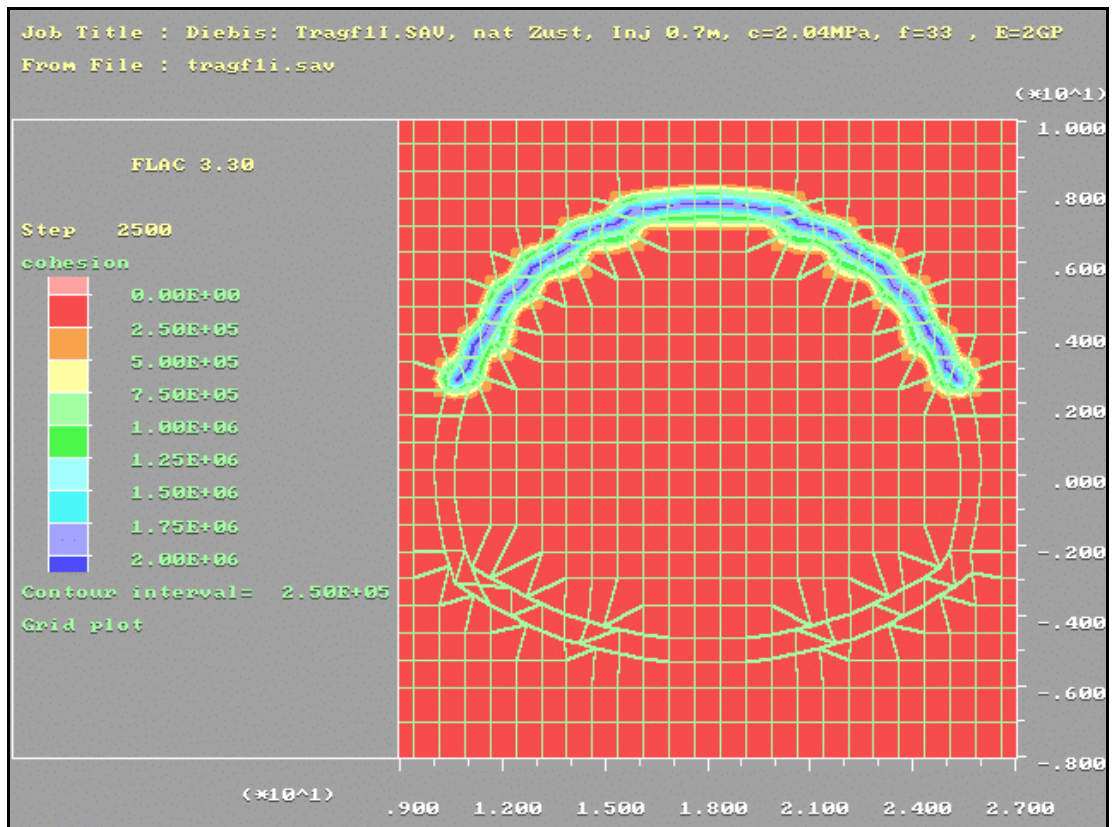


Abbildung 7: Verfestigter Gewölbebereich (Jet Grouting)

Für die Bauhilfsmassnahme **Gefrieren** in der Lockergesteinsstrecke Diebis wurde ein 2 m starker Gefriererring angenommen.

Die Untersuchungen erfolgten hauptsächlich für den Zustand **Kalottenausbruch** (siehe Abbildung 8).

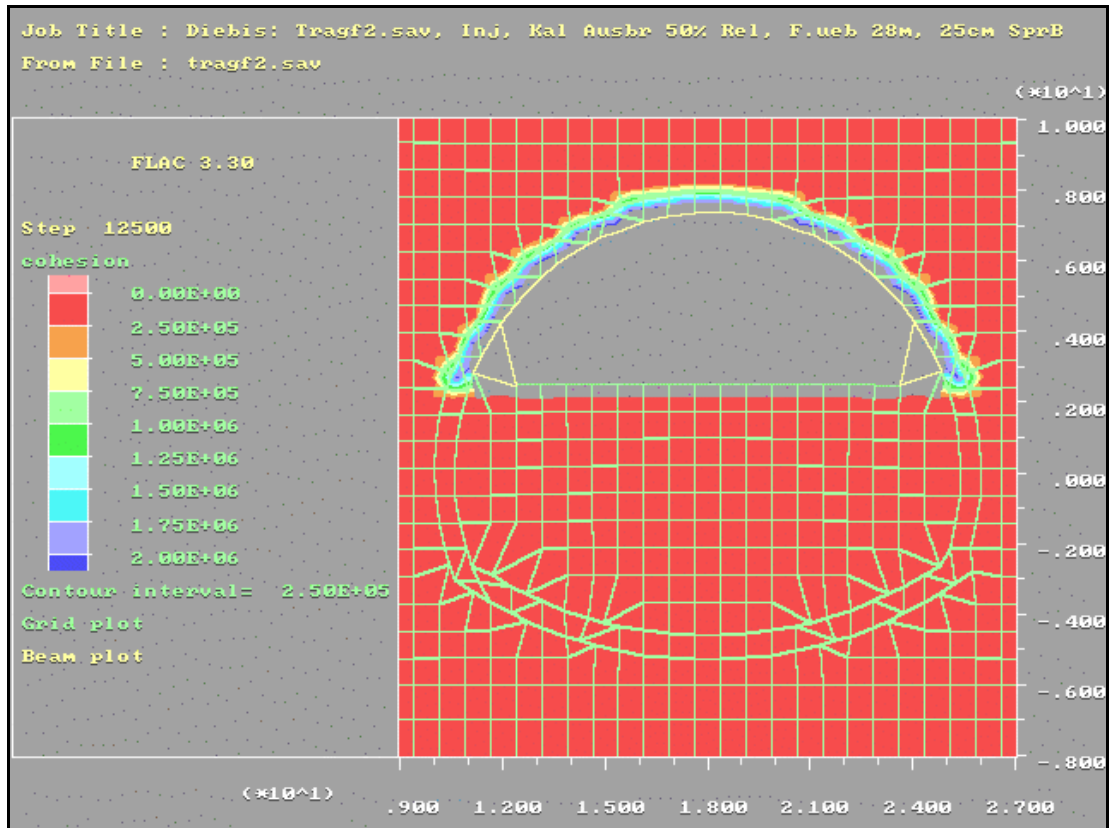


Abbildung 8: Kalottenausbruch mit verfestigtem Gewölbebereich

Diese Profilgeometrie stellt bezüglich Stabilität, Deformationen und Beanspruchung der Bauhilfsmassnahmen aufgrund der grossen Spannweite mitunter den ungünstigsten Fall des Bauzustandes dar.

Ein Spektrum der tiefgehenden Parameteranalyse zeigt die Abbildung 9:

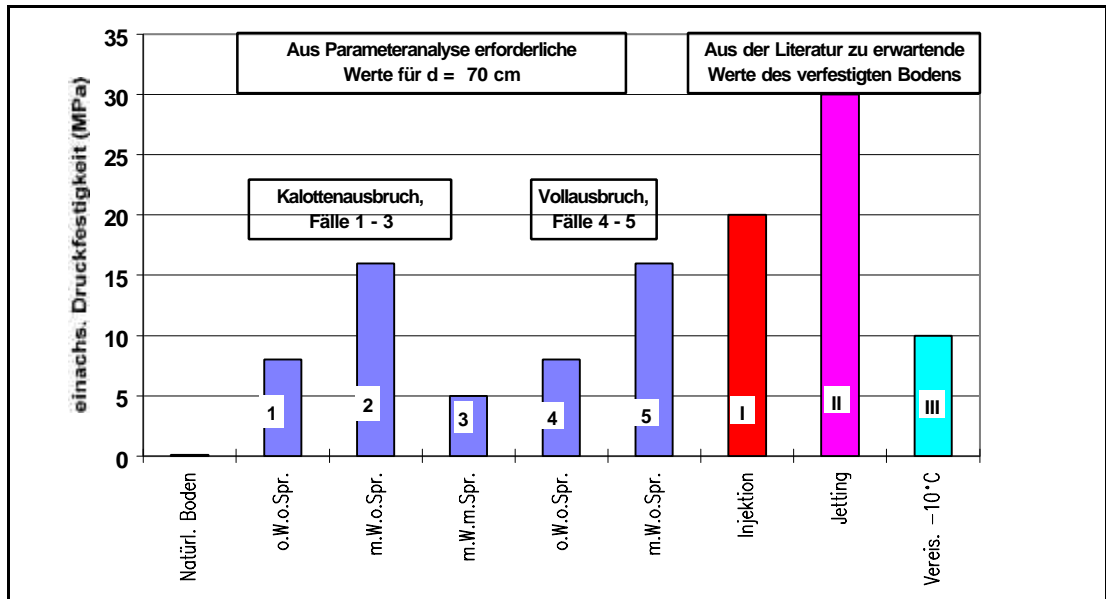


Abbildung 9: Parameteranalyse beim Kalottenausbruch

Die Figur fasst die Ergebnisse der Parameteranalysen zusammen, die für einen 70 cm starken, verfestigten Ring (z.B. Jetgewölbe) durchgeführt wurden. Für fünf mögliche Fälle ist die gemäss den Berechnungsergebnissen erforderliche einachsige Druckfestigkeit (Mindestwerte) für den verfestigten Ring um den Hohlraum dargestellt.

Zudem sind auch die aus der Literatur ermittelten, zu erwartenden einachsigen Druckfestigkeiten durch Anwenden der Bauhilfsmassnahmen Injektionen (I), Jetting (II) und Gefrierverfahren (III) angegeben. Es sind dies Druckfestigkeiten, welche an verfestigten Proben ermittelt wurden, deren Eigenschaften des natürlichen Bodens ähnlich der Moräne Diebis sind.

In der Abbildung bedeuten die Zahlen 1-5 die Fälle der Parameterstudie. Die römischen Zahlen I, II, III sind die aus der Literatur entnommenen, zu erwartenden Festigkeitswerte für die entsprechenden Bauhilfsmassnahmen.

Aus den Modellberechnungen wurden folgende Feststellungen gemacht:

- Die Bereiche mit Festigkeitsüberschreitungen infolge Festigkeitsreduktion im wassergesättigten Boden breiten sich stark aus und reichen bis an die Geländeoberfläche.
- Auf die Gefahr eines Tagbruches während des Bauzustandes ist besonders zu achten.
- Die relativ geringe Festigkeit eines Gefrierkörpers erfordert einen hohen Ausbauwiderstand der Ausbruchsicherung, um die Setzungen zu reduzieren.
- Nach dem Auftauen ist infolge der Festigkeitsänderungen des Bodens im Bereich des Gefrierkörpers mit Setzungen an der Oberfläche zu rechnen.
- Nach dem Auftauen wird das Innengewölbe stark belastet und muss aus diesem Grunde bewehrt werden.

- Eine alternative Bauhilfsmassnahme zum Gefrieren wie beispielsweise Jetting muss eine analoge Tragwirkung wie der Gefrierkörper gewährleisten.

## 7. Mögliche Bauverfahren

Im folgenden werden nur noch diejenigen Bauverfahren mit entsprechenden Bauhilfsmassnahmen betrachtet, die sich nach eingehender Studie als realistisch erwiesen haben, nämlich:

- Kalottenausbruch mit Jet-Grouting und Spritzbeton (Abbildung 10)

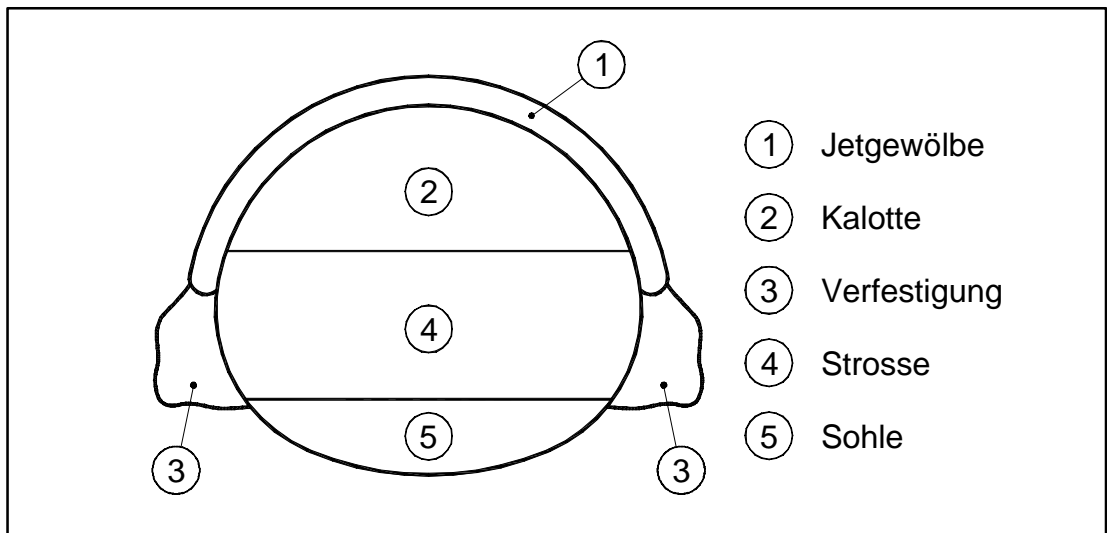


Abbildung 10: Schematische Darstellung Kalottenausbruch

- Kernbauweise mit Stahleinbau und Spritzbeton (Abbildung 11)

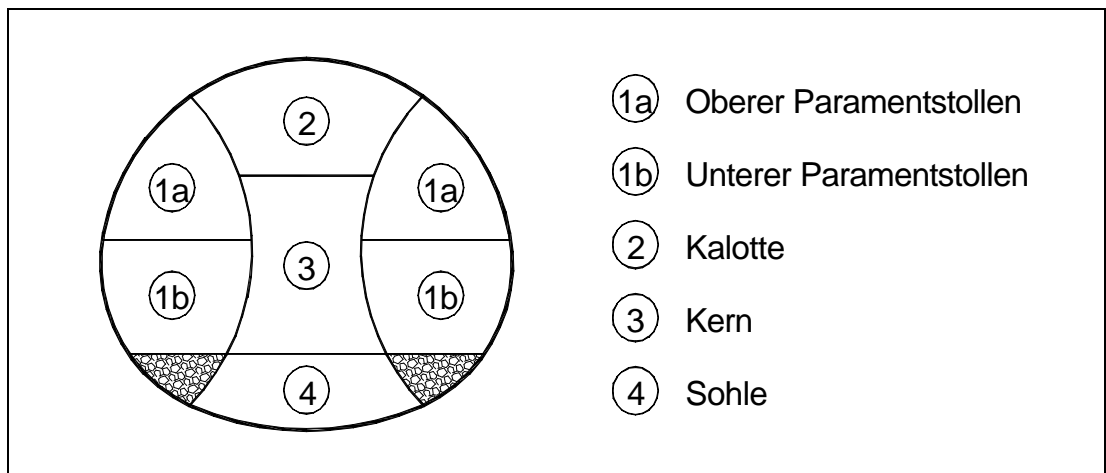


Abbildung 11: Schematische Darstellung Kernbauweise

- Kalottenvortrieb mittels Messerschild und Spritzbeton (Abbildung 12)

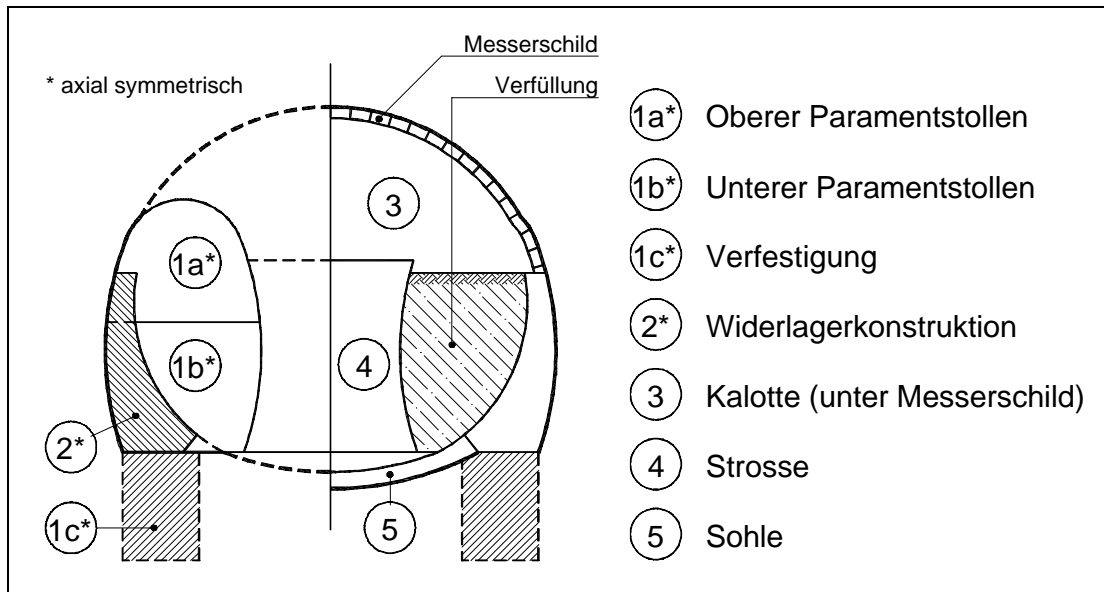


Abbildung 12: Schematische Darstellung Messerschild

Allen Verfahren gemeinsam ist, dass von einem Zustand mit entspanntem Porenwasserdruck ausgegangen wird. Die lokal zur Anwendung gelangenden entwässernden Massnahmen bestehen aus Drainage- und Entspannungsbohrungen.

Im folgenden sollen einige Ergebnisse der Berechnungen bei einzelnen Bauzuständen aufzeigen, wo aus geomechanischer Sicht besondere Vorsicht geboten ist.

Ergebnisse beim Kalottenvortrieb:

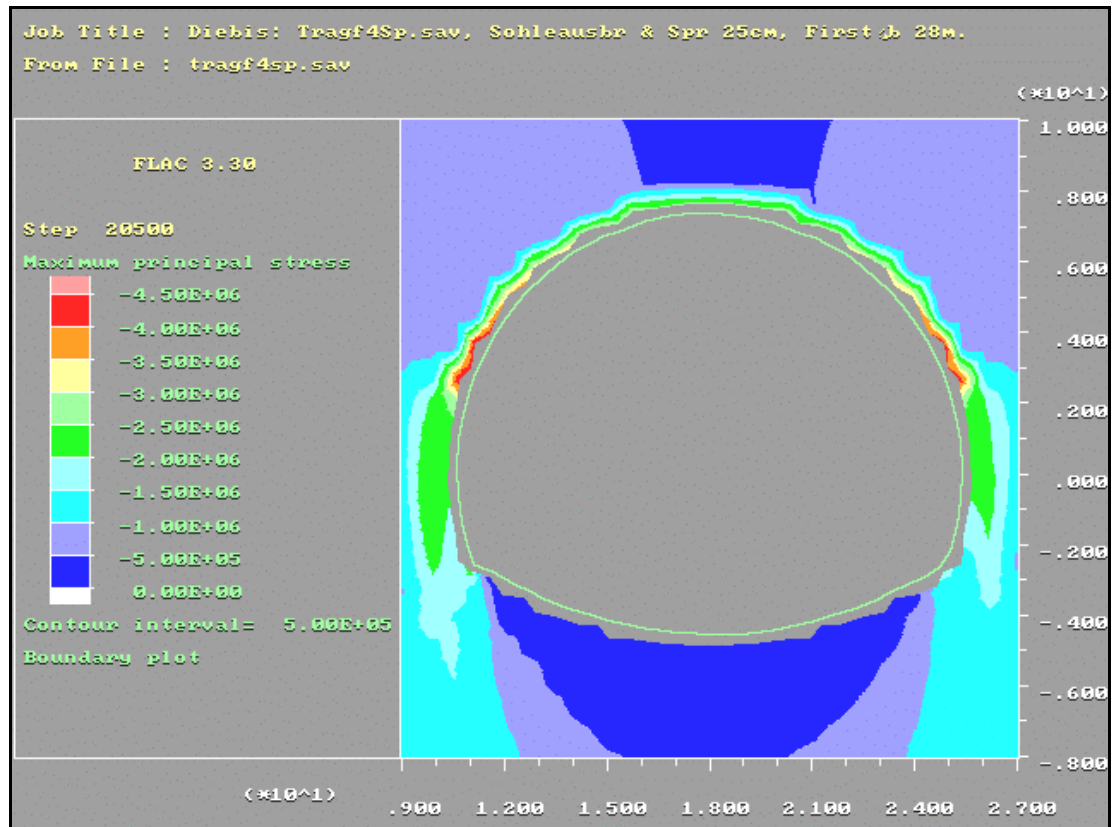


Abbildung 13: Bauzustand Sohlausbruch mit Spannungskonzentration im Jet-Gewölbe

Klar ersichtlich ist die Spannungskonzentration im Bereich der Kalottenwiderlager und der aufgelockerte Boden im Sohlbereich.

Ergebnisse bei der Kernbauweise:

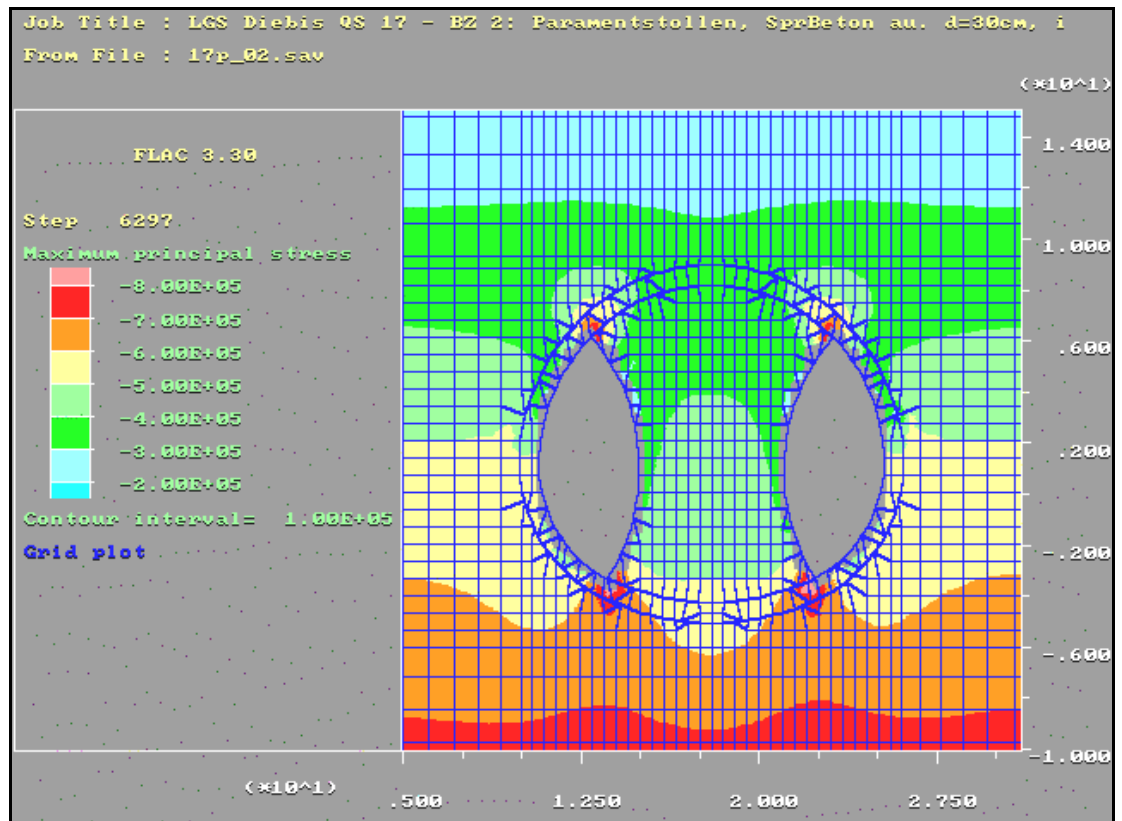


Abbildung 14: Spannungskonzentration in den Spitzen der Paramentstollen  
Nach Ausbruch der Paramentstollen ergeben sich erhöhte Beanspruchungen im Bereich des Firstes und der Sohle.

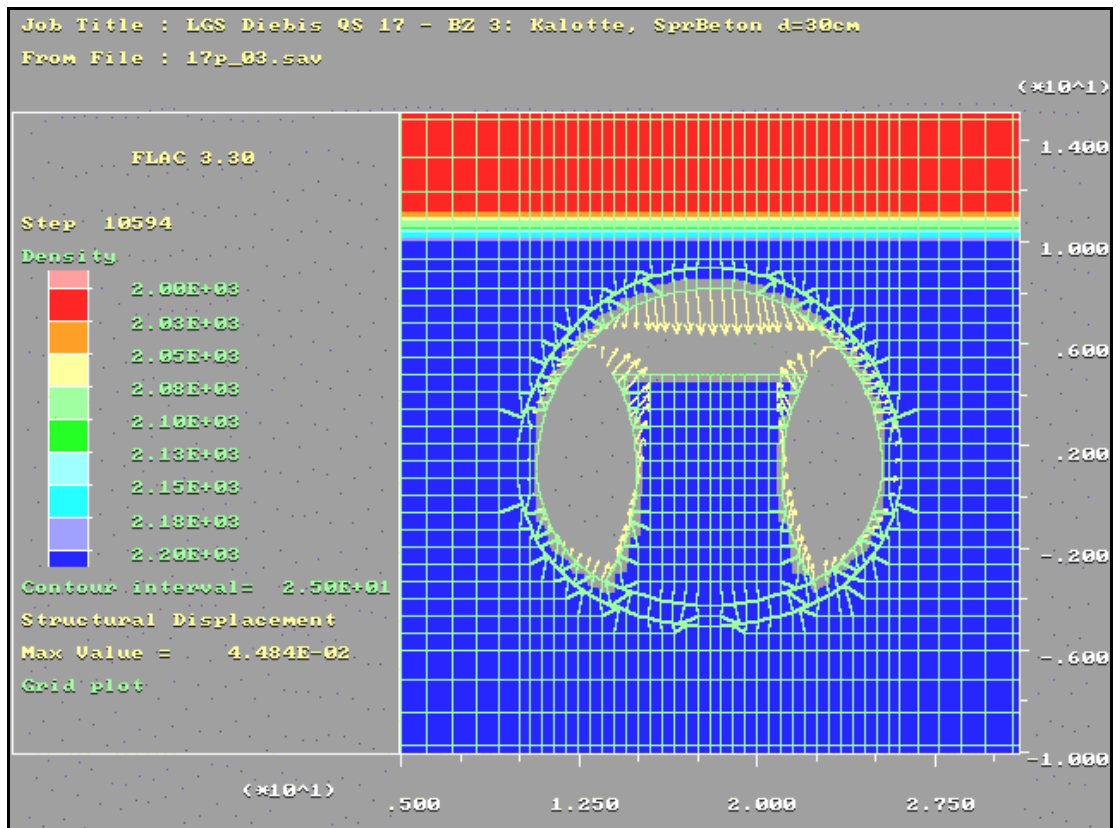


Abbildung 15: Maximale Deformationen von 5 cm nach Kalottenausbruch  
Nach Ausbruch der Kalotte treten im Firstbereich rechnerisch ermittelte Deformationen von knapp 5 cm auf.

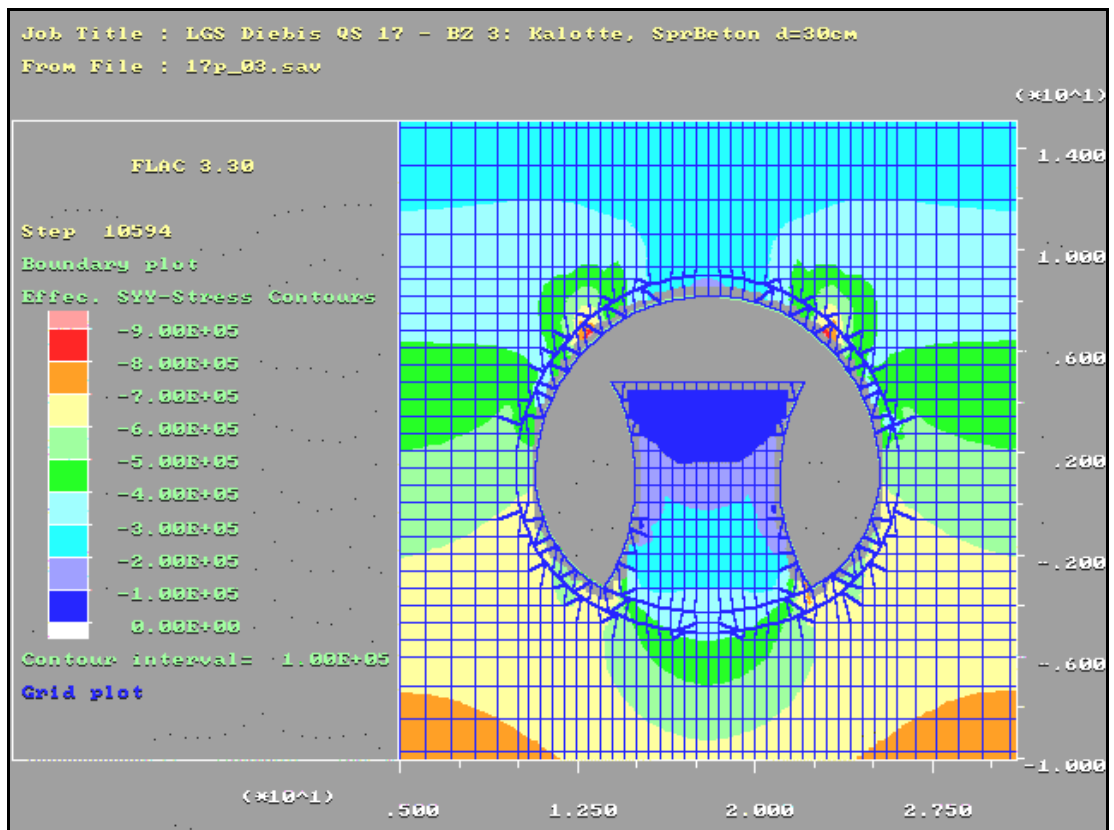


Abbildung 16: Entspannter Bereich des Kernes

Beim selben Bauzustand ist die Beanspruchung deutlich im Bereich der Kalotte ersichtlich, wogegen sich der Kern bereits im aufgelockerten Zustand befindet.

## 8. Wahl des Bauverfahrens

Für die Wahl des Bauverfahrens wurde eine Risikobetrachtung durchgeführt.

- Spannungsumlagerung im Boden
- Wasserandrang
- Stabilität der Ortbrust
- Auflockerung im Boden
- Machbarkeit der Bauhilfsmassnahmen
- Bodenpressung bei Auflagerkonstruktion (Kalottenfuss)
- Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons
- Deformationsverhalten einzelner Elemente
- Beanspruchung der Ausbruchsicherung
- Dauerhaftigkeit der Konstruktion
- Komplexität des Bauverfahrens
- Störungsempfindlichkeit des Bauverfahrens
- Flexibilität / Anpassungsfähigkeit des Bauverfahrens

Die Bewertung erfolgte mit Relativpunkten, wobei ein Punkt geringes Risiko, zwei Punkte ein mittleres Risiko und drei Punkte ein grosses Risiko bedeutete. Bei der Gesamtbeurteilung der drei Varianten barg diejenige das geringere Risiko, welche weniger Punkte hatte.

In nachstehender Tabelle 4 ist die Risikobewertung der drei zur Diskussion stehenden Bauverfahren vorgenommen:

	Kalottenvortrieb mit Jetting	Kernbauweise mit Spritzbeton	Kalottenvortrieb mit Messerschild
Spannungsumlagerung im Boden	1	3	2
Wasserandrang	3	1	1
Stabilität der Ortbrust	3	1	1
Auflockerung im Boden	3	1	1
Machbarkeit	2	1	2
Bodenpressung	2	1	2
Festigkeit des Spritzbetons	1	3	1
Deformationsverhalten	1	2	2
Ausbruchsicherung	1	3	2
Dauerhaftigkeit	1	3	1
Komplexität	2	1	3
Störungsempfindlichkeit	2	1	3
Flexibilität	2	1	3
Summe	<b>24</b>	<b>22</b>	<b>24</b>
Kosten pro Tm	<b>174%</b>	<b>100%</b>	<b>141%</b>

Tabelle 4 Risikobewertung der Bauverfahren

Aus dieser Betrachtung geht hervor, dass die Variante "Kalottenvortrieb mit Jetting" diejenige Variante mit dem grössten Risikopotential ist. Es muss jedoch erwähnt werden, dass der Kalottenvortrieb unterteilt werden könnte und sich damit das Risiko reduzieren liesse, allerdings auf Kosten eines höheren Preises und einer längeren Bauzeit.

Daher hat sich die Bauherrschaft unserem Antrag angeschlossen, die Kernbauweise mit Spritzbeton als Amtsvorschlag auszuschreiben, der schliesslich auch beauftragt wurde.



**Rolf Stadelmann**

Dipl. Bauingenieur ETH  
Projektleiter

[rstadelmann@amberg.ch](mailto:rstadelmann@amberg.ch)

Amberg Engineering AG  
Trockenloostrasse 21  
Postfach 27  
CH-8105 Regensdorf-Watt

Tel. +41 1 870 91 11  
Fax +41 1 870 06 20  
[www.amberg.ch](http://www.amberg.ch)