



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat ENSI  
Inspection fédérale de la sécurité nucléaire IFSN  
Ispettorato federale della sicurezza nucleare IFSN  
Swiss Federal Nuclear Safety Inspectorate ENSI



## Vorschlag geologischer Standortgebiete für das SMA- und das HAA-Lager: Beurteilung und Anwendung der bautechnischen Auswahlkriterien

Expertenbericht

im Rahmen der Beurteilung des Vorschlags geologische Standortgebiete für das SMA- und das HAA-Lager,  
Etappe 1, Sachplan geologische Tiefenlager

F. Amann und S. Löw  
Ingenieurgeologie der ETH Zürich

November 2009

**Vorschlag geologischer Standortgebiete für das  
SMA- und das HAA-Lager:  
Beurteilung und Anwendung der bautechnischen  
Auswahlkriterien**

**Fachgutachten Nr.: 3465/63  
Zu Händen des Eidgenössischen Nuklearsicherheitsinspektorates ENSI**

**Datum: 06.11.2009**

**Dr. Florian Amann**

**Prof. Dr. Simon Löw**

**Professur für Ingenieurgeologie, ETH Zürich**

## Inhaltsverzeichnis

1	ZUSAMMENFASSUNG	1
2	EINLEITUNG	2
3	INDIKATOR GESTEINSFESTIGKEIT UND VERFORMUNGSEIGENSCHAFTEN	5
3.1	Vorgehensweise der Entsorgungspflichtigen	5
3.1.1	Mindestanforderungen	5
3.1.2	Bewertungsskala	5
3.2	Beurteilung der Vorgehensweise	7
3.2.1	Mindestanforderungen	7
3.2.2	Bewertungsskala	7
3.2.2.1	Gesteinseigenschaften	7
3.2.2.2	Gebirgseigenschaften (Abzüge für das Trennflächengefüge)	8
3.2.2.3	Fazit zur Bewertungsskala	9
3.3	Umsetzung der Anforderungen an die Gesteinsfestigkeiten und Verformungseigenschaften durch die Entsorgungspflichtigen	9
3.4	Beurteilung der Umsetzung der Anforderungen an die Gesteinsfestigkeiten und Verformungseigenschaften	11
3.4.1	Richtwerte für die Einaxiale Zylinderdruckfestigkeiten	11
3.4.2	Vorgehensweise bezüglich Anisotropie, Heterogenität und Wasserzutritte	11
3.4.3	Vorgehensweise bezüglich der tektonischen Überprägung (Konfigurationen)	12
4	INDIKATOR TIEFENLAGE UNTER TERRAIN IM HINBLICK AUF DIE BAUTECHNISCHE MACHBARKEIT	14
4.1	Vorgehensweise der Entsorgungspflichtigen	14
4.1.1	Wesentliche Randbedingungen der Entsorgungspflichtigen	14
4.1.2	Zusammenfassung der Modellrechnungen der Entsorgungspflichtigen	16
4.1.3	Mindestanforderungen und Verschärfte Anforderungen	19
4.1.4	Bewertungsskala	21
4.2	Beurteilung der Mindestanforderungen und Verschärften Anforderungen	22
4.2.1	Grundlagen	22
4.2.2	Bewertung der Erfahrungen im schweizweiten Tunnelbau	23
4.2.3	Bewertung der von den Entsorgungspflichtigen durchgeführten Modellrechnungen	24
4.2.4	Analyse des Gebirgsverhaltens der BE/HAA-Lagerstollen	24
4.2.4.1	Qualitative Aspekte	24
4.2.4.2	Analytische Überlegungen zum Gebirgsverhalten des Opalinustons	26
4.2.4.3	Numerische Modellrechnungen	29
4.3	Beurteilung der Bewertungsskala	30
4.4	Beurteilung der Umsetzung der Anforderungen	30
5	QUELLENVERZEICHNIS	31

Anhang A.1	Beschreibung des numerischen Modells
Anhang A.2	Mechanische Eigenschaften des Opalinustons
Anhang A.3	Modellausdehnung und Diskretisierung
Anhang B.1	Ergebnisse der Modellrechnungen für $k_0=0.9$
Anhang B.2	Ergebnisse der Modellrechnungen für $k_0=1.1$

**Kontakt:**

Dr. Florian Amann  
Ingenieurgeologie  
ETH Zürich  
Sonneggstrasse 5  
8092 Zürich

## 1 ZUSAMMENFASSUNG

Der „Sachplan geologische Tiefenlager, SGT“ (BFE 2008) sieht ein mehrstufiges Verfahren zur Auswahl zukünftiger Lagerstandorte für schwach- und mittelaktive Abfälle (SMA-Lager) und hochaktive Abfälle (HAA-Lager) vor, wobei die Entsorgungspflichtigen Ende 2008 zur Etappe 1 SGT Vorschläge für potentielle geologische Standortgebiete für SMA- und HAA-Lager unterbreitet haben (NTB 08-03). Im vorliegenden Bericht werden die Vorgehensweise der Entsorgungspflichtigen sowie die Festlegung und Anwendung der Anforderungen und Bewertungsskalen bezüglich der beiden Indikatoren „Gesteinfestigkeiten und Verformungseigenschaften“ sowie „Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit“ kritisch geprüft.

In Bezug auf die Gesteinsfestigkeiten und Verformungseigenschaften unterstützen die Berichterstatter die Festlegung der Mindestanforderungen. Im Bezug auf die Bewertung tunnelbautechnisch relevanter, gebirgsspezifischer Eigenschaften, bestehen zum Teil abweichende Auffassungen. Dies betrifft insbesondere die Bewertung der Festigkeitsanisotropie, der Heterogenitäten und die Abzüge aufgrund der tektonischen Situation. Dies hat einen Einfluss auf die bautechnische Bewertung der bevorzugten Wirtgesteine: Die Bewertung des Opalinuston erscheint vor dem Hintergrund der Gesteinsanisotropie, jene der Effinger Schichten, des Braunen Doggers und der Palfris Mergel vor dem Hintergrund der Heterogenität zu optimistisch. Insgesamt erfährt dadurch der Opalinuston und der Braune Dogger eine Gesamtbewertung von 2.5 (bedingt günstig), die Effinger Schichten und der Palfrismergel eine Gesamtbewertung von 3.0 (günstig).

Bezüglich der Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit werden die Mindestanforderungen und Verschärften Anforderungen für SMA-Lager als sinnvoll erachtet. Für HAA-Lagerstollen werden nur für die neu vorgelegten Ausbaukonzepte (NAB 09-07) die Anforderungen als zweckmässig erachtet. Für diese neuen Ausbaukonzepte sind die Auswirkungen auf die Langzeitsicherheit und die sicherheitstechnisch relevanten Prozesse im Nahfeld zu überprüfen.

Für SMA-Lager liegen Nachweise der bautechnischen Machbarkeit bis in Tiefenlagen vor, welche der Mindestanforderung entsprechen. Bezüglich des Einflusses einer relevanten Klüftung wurden keine felsmechanischen Nachweise erbracht. Der Nachweis der bautechnischen Machbarkeit eines HAA-Lagerstollens wurde bis zu einer Tiefenlage von 650 m u. T. anhand eines kreisrunden Querschnittes ( $\varnothing$  2.5m) in intaktem Opalinuston mit eingeschränkten Sicherungsmitteln (Anker und Netze) erbracht. Für Tiefenlagen bis 900m liegen erste konzeptionelle Modellrechnungen vor (NAB 05-15), welche nicht als Nachweis der bautechnischen Machbarkeit mit eingeschränkten Sicherungsmitteln (Ankern, Netze) beurteilt werden. Für grössere Ausbruchsquerschnitte sowie für den Fall einer relevanten Klüftung liegen keine Nachweise vor. Für beide Abfalltypen sind standortspezifisch vertiefte bautechnische Machbarkeitsuntersuchungen in den folgenden Etappen nachzureichen.

Bezüglich der „Felsmechanischen Eigenschaften und Bedingungen der Standortbereiche“ unterstützen die Berichtverfasser die gewählte Abstufung in Gebieten mit weitständiger (geotechnisch irrelevanter) Klüftung. Im Fall engständig geklüfteter Wirtgesteine (wie sie in der Vorfaltenzone und der Subjurassischen Zone erwartet werden) könnten sich durch die erhöhte Klüftung Anpassungen der Abstufung der SMA Standorte ergeben. Für die bevorzugten Bereiche für HAA-Tiefenlager unterstützen die Berichterstatter die relative Bewertung aus Sicht obiger geotechnischer Kriterien.

## 2 EINLEITUNG

Der „Sachplan geologische Tiefenlager, SGT“ (BFE 2008) sieht ein mehrstufiges Verfahren zur Auswahl zukünftiger Lagerstandorte für schwach- und mittelaktive Abfälle (SMA-Lager) und hochaktive Abfälle (HAA-Lager) vor, wobei die Entsorgungspflichtigen Ende 2008 zur Etappe 1 SGT Vorschläge für potentielle geologische Standortgebiete für SMA- und HAA-Lager unterbreitet haben (NTB 08-03). Die Auswahl dieser geologischen Standortgebiete basiert auf einer Liste von 13 Eignungskriterien, die in 4 Kriteriengruppen zusammengefasst wurden (BFE 2008). Kriteriengruppe 4 umfasst Kriterien der *bautechnischen Eignung*, insbesondere felsmechanische Eigenschaften und Bedingungen sowie Anforderungen im Zusammenhang mit der untertägigen Erschliessung der Lagerkammern des Tiefenlagers<sup>1</sup>. Die Kriterien werden für die Einengung mit Hilfe von *Indikatoren* beurteilt und bewertet.

Den Aufsichtsorganen mit ihren Experten unterliegt die Prüfung sämtlicher relevanter Unterlagen, in denen die Anforderungen bzw. Bewertungskriterien definiert und angewandt werden. Der vorliegende Teil der Prüfung beschäftigt sich mit den, von den Entsorgungspflichtigen in NTB 08-05 definierten, bautechnischen Indikatoren

- Gesteins- und Verformungseigenschaften
- Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf bautechnische Machbarkeit.

Gemäss SGT (BFE 2008) kommen bautechnische Indikatoren auch bei Kriteriengruppe 1 und 2 (umfassen die *räumliche Ausdehnung des Wirtgesteins bzw. des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs und lagerbedingte Einflüsse*) zur Anwendung. Das heisst, dass die bautechnischen Kriterien indirekt auch einen wesentlichen Beitrag zur Wahl des Wirtgesteins und zur Langzeitsicherheit des Tiefenlagers liefern.

Bei der Anwendung der Kriterien sind gemäss SGT (BFE 2008) die Anforderungen, wie sie aus der Art der Abfälle und der Auslegung der technischen Barrieren resultieren, zu berücksichtigen. Basierend auf dem zugeteilten Abfallinventar müssen die Entsorgungspflichtigen das Sicherheitskonzept und die Auslegung der Tiefenlager für die beiden Lagertypen SMA und HAA herleiten und beschreiben. Die Lagerstollen für BE/HAA Lagerbehälter sind nach diesem Konzept verfüllt mit Bentonitblöcken/Granulat in direktem Kontakt zum Wirtgestein. Das geologische Tiefenlager SMA besteht aus SMA-Lagerbehältern, Spezialmörtel, Betonausbau und Wirtgestein (NTB 08-03). Die bautechnische Machbarkeit, respektive die maximale Tiefenlage aus bautechnischer Sicht, müssen demzufolge auch diese sicherheitstechnisch relevanten Annahmen zur Auslegung des Tiefenlagers berücksichtigen.

Im SGT wird unterschieden zwischen quantitativen Anforderungen an das Wirtgestein und die Geosphäre (Betrachtungszeitraum, Platzbedarf für Lager), quantitativen Zielvorgaben für das Wirtgestein (Tiefenlage, Mächtigkeit, laterale Ausdehnung und hydraulische Durchlässigkeit) sowie qualitativen vierstufigen Bewertungsskalen für die weiteren Kriterien bzw. Indikatoren zur Sicherheit und Machbarkeit. In der Umsetzung dieser Vorgaben leitet die Nagra in NTB 08-05 bei den quantitativen Anforderungen an das Wirtgestein und die Geosphäre und bei den quantitativen Zielvorgaben Mindestanforderungen (MA) ab, welche die zugehörigen Indikatoren betreffen. Haben gewisse Merkmale einen sehr ausgeprägten Einfluss auf die Sicherheit oder bestehen für die als potenziell möglich eingestuften Varianten in Bezug auf gewisse Merkmale von übergeordneter Bedeutung noch grössere

---

<sup>1</sup> Kriterium 4.1 „Felsmechanische Eigenschaften und Bedingungen“  
Kriterium 4.2 „Untertägige Erschliessung und Wasserhaltung“

Ungewissheiten, so wurden von der Nagra für die entsprechenden Indikatoren zusätzlich sogenannte verschärfte Anforderungen (VA) eingeführt, welche über die Mindestanforderungen hinausgehen. Die anschliessende Bewertung der bevorzugten Varianten wurde für eine Prioritätensetzung benutzt. Wo machbar und sinnvoll, wurden für die Bewertungsskalen gemäss SGT quantitative Werte verwendet.

Die Umsetzung des Einengungsverfahrens der Etappe 1 besteht nach SGT aus 5 Schritten: Basierend auf der vorgenommenen Zuteilung der Abfälle auf das SMA- bzw. HAA-Lager (Schritt 1 in Etappe 1) werden das Barrieren- und Sicherheitskonzept definiert und die Anforderungen an die standortbezogenen geologischen Verhältnisse festgelegt (Schritt 2). In Schritt 3 gemäss SGT werden geeignete *geologisch-tektonische Grossräume*, die den sicherheitstechnischen Anforderungen genügen, identifiziert und beschrieben. Danach wird in Schritt 4 gemäss SGT für diese Grossräume abgeklärt, welche Gesteine bzw. Gesteinsabfolgen sich potenziell als *Wirtgesteine* bzw. als *einschlusswirksame Gebirgsbereiche* eignen. In Schritt 5 gemäss SGT wird geprüft, wo die potenziellen Wirtgesteine bzw. einschlusswirksamen Gebirgsbereiche in geeigneter *Konfiguration* vorliegen (Ausbildung, Grösse und laterale Ausdehnung, Tiefenlage, Mächtigkeit, allgemeine geologische Situation, Machbarkeit der Erschliessung der untertägigen Bauwerke). Die Schritte 3 bis 5 werden von den Entsorgungspflichtigen jeweils noch in Teilschritte unterteilt, in denen Minimalanforderungen, Verschärften Anforderungen und Bewertungsskalen zur Anwendung gelangen.

Im Einengungsprozess kommen in Schritt 3 gemäss SGT keine bautechnischen Kriterien zur Anwendung. Hingegen werden im Schritt 4 unter anderem aus felsmechanischen und bautechnischen Gründen 3 Gesteinsabfolgen (Evaporitabfolgen der Trias, Lias, Quartäre Seeablagerungen) ausgeschlossen. In Schritt 4 schliesst die Nagra zudem aus nicht-bautechnischen Gründen (u.a. hydraulische Durchlässigkeit) zahlreiche weitere Wirtgesteine aus. Dies führt unter anderem dazu, dass für die bautechnische Beurteilung nur noch ein HAA Wirtgestein (Opalinuston) und 4 bevorzugte Wirtgesteine (Opalinuston, Effinger Schichten, Tonsteinabfolge Brauner Dogger, Mergel des Helvetikums) für das SMA Tiefenlager verbleiben. Im vorliegenden Bericht wird davon ausgegangen, dass die Selektion der geologisch-tektonischen Grossräume (Schritt 3) und der Wirtgesteine (Schritt 4) korrekt erfolgt ist, und demzufolge nur die verbleibenden Wirtgesteine und Konfigurationen bautechnisch beurteilt werden müssen.

In vorliegendem Bericht wird der Schwerpunkt folgender Aspekte für die felsmechanische und bautechnische Beurteilung in den Vordergrund gestellt:

- Beschränkung der Auflockerungszone und Verformungen
- Gewährleistung der Standsicherheit (Bau, Nutzungsdauer)
- Machbarkeit mit heutigen Vortriebs- und Sicherungstechnologien
- Sicherungsmittel kompatibel mit dem Barrieren- und Sicherheitskonzept

Die Beurteilung dieser Aspekte hat sich demzufolge hauptsächlich mit dem Kurzzeitdeformationsverhalten zu beschäftigen.

Im vorliegenden Bericht werden zu den beiden Indikatoren „Gesteins- und Verformungseigenschaften“ (Kapitel 3) sowie „Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf bautechnische Machbarkeit“ (Kapitel 4) jeweils die Anforderungen bzw. Bewertungsskalen gemäss NTB 08-05 vorgestellt und nachfolgend bewertet. Anschliessend erfolgt die

Beschreibung und Bewertung der Umsetzung dieser Indikatoren im mehrstufigen Standortauswahlverfahren.

### 3 **INDIKATOR GESTEINSFESTIGKEIT UND VERFORMUNGSEIGENSCHAFTEN**

#### 3.1 **Vorgehensweise der Entsorgungspflichtigen**

##### 3.1.1 **Mindestanforderungen**

Für Teilschritt 4.1 des Einengungsverfahrens (Identifikation zu evaluierender Gesteinseinheiten) werden Mindestanforderungen für den Indikator „Gesteinsfestigkeit und Verformungseigenschaften“ definiert, die aus tunnelbautechnischer Sicht im Hinblick auf die zu bewältigenden Tiefenlagen als notwendig betrachtet werden (Tabelle 3-1). Formationen, die die entsprechenden Mindestanforderungen nicht erfüllen, werden nicht weiter behandelt. Verschärfte Anforderungen werden nicht festgelegt.

**Tabelle 3-1: Mindestanforderungen an Indikator „Gesteinsfestigkeit und Verformungseigenschaften“ (NTB 08-05, NIB 09-04)**

Schritt / Kriterium	Attribut	Anforderungen und Bewertungsskalen	
		SMA	HAA
4.1 / 4.1	Mindestanforderung (MA)	Kein kohäsionsloses, praktisch unkonsolidiertes Gestein, keine extrem geringe Festigkeit, keine extrem hohe Zerklüftung (sehr engständig und kleine Festigkeiten in den Trennflächen)	

##### 3.1.2 **Bewertungsskala**

Für die nachfolgenden Teilschritte 4.3 (Auswahl bevorzugter Wirtgesteine) und 5.3 (Prioritätensetzung innerhalb der bevorzugten Standortbereiche) werden die Bewertungsskalen für den Indikator „Gesteinsfestigkeit und Verformungseigenschaften“ in Bezug auf das Gestein (Teilschritt 4.3) und das Gebirge in den bevorzugten Gebieten (Teilschritt 5.3) definiert (Tabelle 3-2). Dieser Beurteilungsprozess sieht in beiden Teilschritten eine qualitative Bewertung aus bautechnischer Sicht vor. Bei der qualitativen Beurteilung wird auf die SIA 199, Anhang A4.2 zurückgegriffen, welche jeweils 4 Abstufungen (Skalenschritte) für die Gesteins- und Gebirgseigenschaften enthält. Diese Stufen der SIA 199 werden von den Entsorgungspflichtigen für die Definition der Bewertungsskalen sowohl im Teilschritt 4.3 wie Teilschritt 5.3 eingesetzt:

SIA Stufe 4	Nagra Bewertungsskala: ungünstig, Note: 1
SIA Stufe 3	Nagra Bewertungsskala: bedingt günstig, Note: 2
SIA Stufe 2	Nagra Bewertungsskala: günstig, Note: 3
SIA Stufe 1	Nagra Bewertungsskala: sehr günstig, Note: 4

Die im Teilschritt 4.3 getroffene Beurteilung der potentiellen Wirtgesteine wird für die jeweiligen Standortverhältnisse im Teilschritt 5.3 für das Gebirge angepasst bzw. konfiguriert.

Die Bewertungsskala in Teilschritt 4.3 (Tabelle 3-2) basiert auf den einaxialen Zylinderdruckfestigkeiten, mit Abzügen für:

- Anisotropie
- Heterogenitäten
- Wasserzutritte

Für Teilschritt 5.3 werden weitere Abzüge definiert, welche im Zusammenhang mit der tektonischen Überprägung und des dadurch erwarteten Trennflächengefüges (Klüftung, Scherhorizonte) stehen (Tabelle 3-2). Es wird darauf hingewiesen, dass die Schichtung bzw. Schieferung bereits im Teilschritt 4.3 bei der Bewertung der Anisotropie (nach SIA 199, Anhang A4.2, Kriterium I, J) berücksichtigt wird. Für die Bewertungsskala des Gebirges gemäss Teilschritt 5.3 werden 3 tektonische Regime unterschieden und in Referenz zu SIA 199 (Anhang A4.2, Kriterium K bis R) die jeweiligen Abzüge für effektive Trennflächen festgelegt (zunehmende tektonische Beanspruchung von oben nach unten):

Tafeljura s. str. (TJ)	Kein Abzug
Vorfaltenzone und Wellenberg (VZ)	Abzug um halben Skalenschritt
Östliche Subjurassische Zone (SJ)	Abzug um ganzen Skalenschritt

**Tabelle 3-2: Bewertungsskala des Indikators „Gesteinsfestigkeit und Verformungseigenschaften“ (NTB 08-05, NIB 09-04)**

Schritt / Kriterium	Attribut	Anforderungen und Bewertungsskalen	
		SMA	HAA
4.3 / 4.1		Graduelle Abstufung gemäss nachfolgenden Festigkeiten (einaxiale Druckfestigkeit) mit Abzügen bei starker Anisotropie (infolge Schichtung und Schieferung), Heterogenität und Wasserzutritt (in Anlehnung an SIA-Klassifikation):	
	Sehr günstig	Hohe Festigkeiten (> 100 MPa)	
	Günstig	Mittlere bis hohe Festigkeiten (20 – 100 MPa)	
	Ungünstig bis bedingt günstig (graduelle Abstufung)	Kleine bis mittlere Festigkeiten (5 – 20 MPa)	
5.3 / 4.1		Bewertungsskala wie in Schritt 4.3 / Kriterium 4.1 mit weiteren Abzügen unter Berücksichtigung der tektonischen Überprägung und des erwarteten Trennflächengefüges (Klüftung, Scherhorizonte); Schichtung und Schieferung in Bewertung aus Schritt 4.3 / Kriterium 4.1 bereits berücksichtigt:	
	Kein Abzug	Bei weitgehend fehlenden Trennflächen oder für weitständige Trennflächenabstände mit mittleren Festigkeiten in Trennflächen oder Trennflächen geringer linearer Erstreckung (entspricht tektonischem Regime: "Tafeljura s.str.")	
	Abzug um halben Skalenschritt	Für mittlere Trennflächenabstände mit mittleren oder kleinen Festigkeiten in Trennflächen (entspricht tektonischem Regime: "Vorfaltenzone" und Wellenberg)	
	Abzug um ganzen Skalenschritt	Für engständige Trennflächenabstände und kleine Festigkeiten in Trennflächen (entspricht tektonischem Regime: "östliche Subjurassische Zone")	

### 3.2 Beurteilung der Vorgehensweise

#### 3.2.1 Mindestanforderungen

Die im NTB 08-05 definierten Mindestanforderungen (Tabelle 3-1) schliessen felsmechanische Bedingungen aus, welche bei den zu realisierenden Tiefenlagen erfahrungsgemäss zu beträchtlichen bautechnischen Problemen führen würden. Die bautechnische Machbarkeit ist unter derartigen Voraussetzungen nicht gewährleistet bzw. der Aufwand unverhältnismässig gross. Die Berichtverfasser unterstützen die Auffassung der Entsorgungspflichtigen bei der Festlegung dieser Mindestanforderung.

#### 3.2.2 Bewertungsskala

##### 3.2.2.1 Gesteinseigenschaften

Der Bewertungsvorschlag der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit gemäss SIA 199, Anhang A4.2 wurde im Rahmen des Einengungsverfahrens durch die Nagra verändert (Tabelle 3-3). Diese Veränderung bedeutet eine Verschiebung im Bewertungssystem gegen eine „günstigere“ Einstufung. In dieser Vorgehensweise wird von den Berichterstattern nur ein terminologisches, aber kein fundamentales Problem mit Auswirkungen auf den Einengungsprozess gesehen. Die SIA 199 stellt eine Empfehlung dar, die projektspezifisch angepasst werden kann.

**Tabelle 3-3: Vergleich der im NTB 08-05 verwendeten Einstufung der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit und der in der SIA 199 vorgeschlagenen Klassifikation.**

Stufe SIA 199	1	2	3	4
Bewertung Nagra	4	3	2	1
	sehr günstig	günstig	bedingt günstig	ungünstig
NTB 08-05	>100 MPa	20-100 MPa	5-20 MPa	<5 MPa
SIA 199	>200 MPa	80-200 MPa	10-80 MPa	<10 MPa

In der Bewertungsskala für Teilchritt 4.3 werden ausgehend von der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit Abzüge für Anisotropie, Heterogenität und Wasserzutritte gemacht. Quantitativ werden die Abzüge nicht definiert.

**Anisotropie:** Die Einstufung der Anisotropie im Teilchritt 4.3 erfolgt gemäss Ziffer F in Kombination mit den Ziffern I und J der SIA 199, Anhang A4.2 (F: Strukturanisotropie; I & J: Reibungswinkel bzw. Kohäsion in Schicht- bzw. Schieferungsfugen). Die Ziffern I & J dienen zusammen mit den Ziffern G & H der Beschreibung effektiver Schichtfugen und sind somit auf eine allfällig zu beurteilende Gebirgsanisotropie bezogen und nicht auf die Gesteinsanisotropie. Demzufolge bleibt die Anisotropie des Gesteins (Ziffer F), welche beispielsweise im Fall des Opalinustons nach SIA 199 als „mittel bis stark anisotrop“ zu beurteilen ist, ausser acht. Eine Bewertung der Gebirgsanisotropie lediglich anhand der Festigkeiten (Ziffern I & J) entlang der Trennflächen ist ohne den Abstand und Durchtrennungsgrad etwaiger effektiver Schichtfugen nicht durchführbar.

**Heterogenitäten:** Heterogenitäten spielen bei der Beurteilung der bautechnischen Machbarkeit besonders dann eine Rolle, wenn sie im Massstab des geplanten Hohlrums zu erwarten sind (u.a. Wechsellagerung von wenigen cm bis m mächtigen Schichten unterschiedlicher felsmechanischer Eigenschaften). Sie sind demzufolge ein wesentlicher Bestandteil einer bautechnischen Bewertung, finden jedoch in der SIA 199, Anhang A4.2 weder auf Gesteins- noch auf Gebirgsskala Erwähnung. Massstabsrelevante Heterogenitäten, wie sie bei gewissen Wirtgesteinstypen zu erwarten sind (u.a. Effinger Schichten, Tonsteinfolge Brauner Dogger), sind vor allem im Zusammenhang mit der Bewertung des Gebirges zu behandeln, wie es gemäss NIB 09-04, Anhang 2 durchgeführt wurde.

**Wasserzutritte:** In die Bewertungsskala für Teilschritt 4.3 werden auch „Wasserzutritte“ (im engeren Sinn keine Eigenschaft sondern eine Folge aus hydraulischer Durchlässigkeit und Druckhöhe) in die Bewertung integriert. Es wird demnach davon ausgegangen, dass die im Teilschritt 5.3 folgenden Konfigurationen (u.a. zunehmende Kluftfrequenz) keinerlei Einfluss auf die zu erwartenden Wassereintritte haben. Dies mag im Fall des Opalinustons, fussend auf den Erkenntnissen im Felslabor Mont Terri zutreffend sein, kann aber nicht grundsätzlich auf andere Wirtgesteine bzw. tektonische Regime übertragen werden. Demzufolge ist die Bewertung der Wasserzutritte bereits im Teilschritt 4.3 nicht zweckmässig platziert.

### 3.2.2.2 Gebirgseigenschaften (Abzüge für das Trennflächengefüge)

Für zunehmende tektonische Überprägung (siehe oben, TJ, VZ, SJ) werden abnehmende Trennflächenabstände und Trennflächenfestigkeiten angenommen. Da hier gemäss der Erläuterungen im NIB 09-04 ausschliesslich effektive Klüfte betroffen sind (keine Schichtfugen; siehe oben), muss davon ausgegangen werden, dass angenommen wird, dass Schichtfugen unabhängig vom tektonischen Regime sowohl hinsichtlich Frequenz als auch Festigkeiten und Durchtrennungsgrad unverändert bleiben. Diese Auffassung wird nicht geteilt. Vielmehr muss davon ausgegangen werden, dass mit zunehmender tektonischer Überprägung sowohl die Kluft- als auch die Schichtfugenfrequenz zunimmt und die Gebirgseigenschaften dadurch Veränderungen erfahren (u.a. niedrigere Gebirgsfestigkeiten, fallweise höhere hydraulische Durchlässigkeiten).

Generell ist davon auszugehen, dass die einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins (Laborwert) bei der Beurteilung nur dann zutreffend die Gebirgsfestigkeit beschreibt, wenn im Massstabsbereich des Bauwerks kein nennenswertes Trennflächengefüge zu erwarten ist (u.a. grosse Abstände, geringe Erstreckung) und Massstabeffekte ausgeschlossen werden können. Sind jedoch effektive Trennflächen mit niedrigen Festigkeiten im Betrachtungsmassstab vorhanden, ist die einaxiale Druckfestigkeit des Gebirges massgebend. Bei vergleichbaren Trennflächencharakteristika kann davon ausgegangen werden, dass das Verhältnis zwischen der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins zur einaxialen Druckfestigkeit des Gebirges unabhängig von der intakten einaxialen Druckfestigkeit konstant bleibt. Quantitativ bedeutet dies, dass schon geringe Gesteinsdruckfestigkeiten zu noch geringeren Gebirgsdruckfestigkeiten führen, welche bautechnisch zu bewerten sind. Ist allerdings die einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit hoch, ergeben sich bei gleichen Trennflächencharakteristika Gebirgsdruckfestigkeiten, die keine bzw. geringere bautechnische Probleme zur Folge haben könnten. Demzufolge können sich die erwarteten Trennflächencharakteristika bei Gesteinen mit geringer Gesteinsdruckfestigkeit ungünstiger auf die bautechnische Machbarkeit auswirken, als bei Gesteinen mit hoher Gesteinsdruckfestigkeit. Von den Entsorgungspflichtigen werden für zunehmende tektonische Überprägung Abzüge definiert (siehe oben), die für alle Gesteine unabhängig von der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit gleichermassen erfolgen.

### **3.2.2.3 Fazit zur Bewertungsskala**

Die SIA nimmt keine integrierende quantitative Einstufung vor, wie es von anderen Klassifikationsschemata wie dem Rock Mass Rating (Bienawski 1976) oder Q-System (Barton et al. 1974) bekannt ist, welche die Summe gewichteter Einzeleigenschaften als Grundlage für die Festlegung der „bautechnischen Qualität“ heranziehen. Deshalb enthält die SIA 199 keine Abstufung in „günstig“ bis „ungünstig“ aus tunnelbautechnischer Sicht. Eine qualitative tunnelbautechnische Einstufung aufgrund der nach SIA 199, Anhang A4.2 erhobenen Charakteristika ist zudem nicht praktikabel, da die Gebirgsspannungen sowie wesentliche tunnelbautechnische Angaben (Ausbruchquerschnitt, Vortriebsmethode etc.) nicht Bestandteil der Klassifikation sind. Die Abstufung in 4 Stufen in der SIA 199 stellt keine qualitative Beurteilung dar, sondern dient einer „vereinfachten graphischen Darstellung“ (SIA 199). Dennoch muss der schwierige Versuch unternommen werden, das Gebirge mit allen relevanten Eigenschaften in Bezug auf die bautechnische Eignung, jedoch ohne direkten Bezug auf die Tiefenlage und wesentliche tunnelbautechnische Angaben zu bewerten.

In der vorliegenden Bewertungsskala werden im Teilschritt 4.3 wichtige Eigenschaften des Gesteins und des Gebirges (Anisotropie, Heterogenitäten und Wasserzutritte) integrierend, jedoch nicht gemäss der Systematik wie in SIA 199 Anhang A4.2 empfohlen, behandelt. Die Anisotropie des Gesteins bleibt dabei unberücksichtigt.

Wesentliche bautechnische Aspekte gewisser Wirtgesteine (u.a. Opalinuston), wie Quellpotenzial und Veränderlichkeit bei Wasserzutritt, werden nicht in die Bewertung einbezogen. Dies wird damit begründet, dass bereits entsprechende Massnahmen (u.a. Vortrieb ohne Eintrag von Brauchwasser) oder Risikoakzeptanz vorausgesetzt werden (NIB 09-04). Auf der anderen Seite ist das Quellpotenzial wesentlicher Bestandteil des "Tongehaltes" welcher bei den Indikatoren "Selbstabdichtungsvermögen" und "Hydraulische Durchlässigkeit" eine zentrale Rolle spielt.

Die Beurteilung der bautechnischen Machbarkeit basiert nicht nur auf der Gebirgsfestigkeit und Verformbarkeit sondern auch auf den Gebirgsspannungen, der Baumethode, der Hohlraumgrösse und den vorgesehenen Sicherungsmitteln. Deshalb wirken sich geologisch unvorteilhafte Eigenschaften wie z.B. Gebirgheterogenitäten oder Anisotropie im Fall der bautechnischen Beurteilung eines SMA-Lagers anders aus, als bei einem HAA-Lager, welches mit geringerem Sicherungsaufwand erstellt werden soll. Dasselbe gilt für ein SMA-Lager in 300 m u.T. im Vergleich zu 800 m u.T. Aus diesem Grund erhält der Indikator Gesteinsfestigkeiten und Verformungseigenschaften den Charakter einer generellen Bewertung der Eignung eines Wirtgesteins aus bautechnischer Sicht und muss bei der Bewertung der Tiefenlage unter Terrain im Bezug auf die bautechnische Machbarkeit erneut aufgegriffen werden.

### **3.3 Umsetzung der Anforderungen an die Gesteinsfestigkeiten und Verformungseigenschaften durch die Entsorgungspflichtigen**

Die Einengung und Bewertung der potenziellen Wirtgesteine erfolgt auf Basis repräsentativer Werte (Richtwerte) für die einaxialen Zylinderdruckfestigkeiten der Wirtgesteine. Es wird von folgenden Richtwerten ausgegangen (NAB 08-48):

Opalinuston (sandige Fazies)	30 MPa
Tonsteinabfolge Brauner Dogger	30 MPa
Effinger Schichten	50 MPa
Palfris-Mergel	50 MPa

Basierend auf den in der Bewertungsskala definierten, weiteren gesteins- und gebirgsspezifischen Eigenschaften, ergibt sich die Beurteilung der Entsorgungspflichtigen welche in Tabelle 3-4 & Tabelle 3-5 zusammengefasst ist.

**Tabelle 3-4: Bewertung der bevorzugten Bereiche für SMA-Tiefenlager in Bezug auf den Indikator Gesteinsfestigkeit und Verformungseigenschaften (nach NTB 08-03).**

Wirtgesteine/ Tektonisches Regime	Bewertung Teilschritt 4.3	Bewertung Teilschritt 5.3
<b>Opalinuston</b>	3.0 (günstig)	-
TJ-N	-	3.0 (günstig)
TJ-S	-	3.0 (günstig)
VZ-O	-	2.5 (bedingt günstig bis günstig)
VZ-W	-	2.5 (bedingt günstig bis günstig)
SJ-O	-	2.0 (bedingt günstig)
SJ-W	-	2.0 (bedingt günstig)
<b>Brauner Dogger</b>	3.0 (günstig)	-
TJ-N	-	3.0 (günstig)
VZ-O	-	2.5 (bedingt günstig bis günstig)
VZ-W	-	2.5 (bedingt günstig bis günstig)
<b>Effinger Schichten</b>	3.5 (günstig bis sehr günstig)	-
SJ-O	-	2.5 (bedingt günstig bis günstig)
SJ-W	-	2.5 (bedingt günstig bis günstig)
<b>Palfris-Mergel</b>	3.5 (günstig bis sehr günstig)	3.0 (günstig); Helvetikum

**Tabelle 3-5: Bewertung der bevorzugten Bereiche für eine HAA-Tiefenlager in Bezug auf den Indikator Gesteinsfestigkeit und Verformungseigenschaften (nach NTB 08-03).**

Wirtgesteine/ Tektonisches Regime	Bewertung Teilschritt 4.3	Bewertung Teilschritt 5.3
<b>Opalinuston</b>	3.0 (günstig)	
TJ		3.0 (günstig)
VZ-O		2.5 (bedingt günstig bis günstig)
VZ-M		2.5 (bedingt günstig bis günstig)
VZ-W		2.5 (bedingt günstig bis günstig)

### 3.4 Beurteilung der Umsetzung der Anforderungen an die Gesteinsfestigkeiten und Verformungseigenschaften

#### 3.4.1 Richtwerte für die Einaxiale Zylinderdruckfestigkeiten

Die Festlegung der Richtwerte zur einaxialen Zylinderdruckfestigkeit beruht auf Laboruntersuchungen an intakten Gesteinsproben welche im NAB 08-48 zusammengefasst vorliegen. Je nach Wirtsgestein liegen quantitativ ungleiche Geodatensätze vor. Besonders der Opalinuston und der Palfris-Mergel sind bezüglich der Druckfestigkeit eingehend untersucht worden. Für die Effinger Schichten wurden zahlreiche Labortests an Kernstücken der Bohrung Oftringen durchgeführt (NAB 08-25). Im Fall der Tonsteine des Braunen Doggers liegen keine felsmechanischen Daten vor. Aufgrund lithologischer Analogien wird darauf geschlossen, dass die Tonsteine des Braunen Doggers ähnliche Festigkeiten wie der Opalinuston aufweisen (NTB 08-04, NAB 08-48).

Die Festlegung der Richtwerte (Mittelwerte) für die einaxiale Zylinderdruckfestigkeit intakter Gesteinsproben des Opalinustons, der Effinger Schichten und der Palfris Mergel erscheint nach Studium der entsprechenden Primärdaten sinnvoll. Eine Variabilität wie zum Beispiel im Fall des Opalinustons, mit einer einaxialen Zylinderdruckfestigkeit von 30 MPa ± 20 bis 22 % (Standartabweichung P- bzw. S-Proben) ist im Zuge der bautechnischen Beurteilung zu berücksichtigen. Da die Datensätze aus wenigen Bohrungen stammen, können regionale wirtsgesteinsspezifische Variabilitäten nicht abschliessend beurteilt werden. Die hier verwendeten felsmechanischen Eigenschaften sind als standortspezifisch zu werten. Geringe fazielle Unterschiede könnten signifikante Auswirkungen auf die felsmechanischen Eigenschaften und demzufolge auf die bautechnische Eignung haben. Werden die potentiellen Standorte weiter verfolgt, so sind weiterführende systematische Laborversuche notwendig.

#### 3.4.2 Vorgehensweise bezüglich Anisotropie, Heterogenität und Wasserzutritte

**Anisotropie:** Die Bewertung bezieht die Anisotropie auf Gesteinsmassstab nicht ein, obgleich eine mittlere bis starke Festigkeitsanisotropie im Fall des Opalinustons auf Laborskala festgestellt werden kann. Die Beurteilung der Gebirgsanisotropie ist schwer nachvollziehbar, da in NTB 08-04 keine Angaben zu den Abständen und Orientierungen der effektiven Trennflächen gemacht werden. Aus AN 09-269 geht hervor, dass im schlimmsten Fall Schichtfugenabstände von 0.3-0.8m am Jura Südfuss anzunehmen sind (Erfahrungen aus dem Felslabor Mont Terri). Dies kann zusammen mit den niedrigeren Festigkeiten der

Trennflächen eine relevante Gebirgsanisotropie zur Folge haben. Bei allen Wirtgesteinen wird mit der Begründung „mittlere bis hohe Festigkeit in den Schichtfugen“ kein Abzug vorgenommen. Diese Auffassung wird nicht geteilt. Bei tonigen bzw. siltigen Wirtgesteinen muss von einer mittleren bis starken Festigkeitsanisotropie des intakten Fels ausgegangen werden, welche je nach tektonischer Überprägung von einer relevanten Gebirgsanisotropie überlagert sein kann. In beiden Fällen ist davon auszugehen, dass je nach Spannungs-/Festigkeitsniveau der anisotrope Charakter einen entschiedenen Einfluss auf das Gebirgsverhalten hat. Besonders im Fall eines HAA-Lagers im Opalinuston ist die Anisotropie wegen der Einschränkungen der Sicherungsmittel von grundlegender Bedeutung und hat eine Auswirkung auf die Bewertung der bautechnischen Eignung (NTB 08-03 Tab. C.3-2 und 4.7-2). Für die bautechnische Machbarkeit der SMA-Lagerstollen, mit uneingeschränkten Sicherungsmöglichkeiten ist die Anisotropie zwar weniger relevant, beeinflusst aber die relative Bewertung der bevorzugten Wirtgesteine, insbesondere des Braunen Doggers und des Opalinustons (NTB 08-03 Tab. C.3-1 und 4.7-1). Die Bewertung des Opalinuston und des Braunen Doggers mit Note 3 (Teilschritt 4.3) ist zu günstig. Eine Bewertung von 2.5 (Abzug um einen halben Skalenschritt aufgrund der Anisotropie) ist für beide Wirtgesteine zutreffender (Tabelle 3-6, Tabelle 3-7).

**Heterogenitäten:** In den Analysen der Entsorgungspflichtigen werden keine Abzüge aufgrund der Heterogenität gemacht, da der Lagerbereich so ausgewählt werden soll, dass die Hohlräume innerhalb homogener Schichten aufgefahren werden können. Insbesondere für die Effinger Schichten und Palfris-Mergel sind relevante Wechsellagerung im Masstabsbereich der Stollen zu erwarten. Aufgrund der Ausbaumöglichkeiten von SMA-Kavernen sind diese Heterogenitäten in der Umsetzung zwar weniger relevant, beeinflussen aber die relative Bewertung der bevorzugten Wirtgesteine (NTB 08-03 Tab. C.3-1 und 4.7-1, Tabelle 3-6). Die Bewertung der Effinger Schichten und Palfris-Mergel ist mit der Note 3.5 (Teilschritt 4.3) zu günstig. Eine Bewertung von 3.0 (Abzug um einen halben Skalenschritt aufgrund der Heterogenität) ist für die Effinger Schichten und den Palfrismergel zutreffend (Tabelle 3-6).

**Wasserzutritte:** Wie bereits erwähnt, ist die Beurteilung der Wasserzutritte im Bewertungsprozess ungünstig platziert, so dass der Einfluss einer zunehmende Klüftfrequenz auf die Wasserzuflüsse ausser acht bleibt. Der hydraulischen Durchlässigkeit (im Sinne der hydraulischen Barriereigenschaften) kommt allerdings in Schritt 4 und 5 schon eine zentrale Rolle im Auswahlverfahren zu. Da nur Gesteine mit guten Barriereigenschaften in Betracht gezogen werden, sind Auswirkungen der Wasserzutritte auf die bautechnischen Eigenschaften vernachlässigbar.

### 3.4.3 Vorgehensweise bezüglich der tektonischen Überprägung (Konfigurationen)

Abzüge aufgrund der tektonischen Konfiguration sind zwingend notwendig, da in tektonisch stärker beanspruchten Gebieten (VZ und SJ) von einer bautechnisch relevanten Klüftung ausgegangen werden muss. Der verfolgte Ansatz für die Abzüge wird jedoch nicht umfassend mit den Entsorgungspflichtigen geteilt. Eine vollständigere Berücksichtigung bautechnisch relevanter Trennflächeneigenschaften, wie AN 09-269 dargestellt, wird empfohlen. Zudem wird im Hinblick auf die bautechnische Eignung die wirtgesteinsspezifische Berücksichtigung Auswirkung etwaiger Trennflächen empfohlen, da die zu erwartenden Trennflächen vermutlich innerhalb der Wirtgesteine unterschiedlicher Festigkeiten auch unterschiedliche Trennflächeneigenschaften aufweisen könnten. Dies kann fallweise zu mehr oder weniger Abzügen führen. Die Auswirkungen eines solchen Vorgehens auf eine alternative bautechnische Bewertung der verschiedenen Standortgebiete (NTB 08-03 Tab. 5.6-1 und 5.6.-2) ist unklar.

**Tabelle 3-6: Bewertung der bevorzugten Bereiche für SMA Tiefenlager in Bezug auf den Indikator Gesteinsfestigkeit und Verformungseigenschaften. Bewertung der ETH in blau.**

Wirtgesteine/ Tektonisches Regime	Bewertung Teilschritt 4.3 / <b>Bewertung ETH</b>	Bewertung Teilschritt 5.3 / <b>Bewertung ETH</b>
<b>Opalinuston</b>	3.0 / <b>2.5</b>	-
TJ-N	-	3.0 / <b>2.5</b>
TJ-S	-	3.0 / <b>2.5</b>
VZ-O	-	2.5 / <b>2.0</b>
VZ-W	-	2.5 / <b>2.0</b>
SJ-O	-	2.0 / <b>1.5</b>
SJ-W	-	2.0 / <b>1.5</b>
<b>Brauner Dogger</b>	3.0 / <b>2.5</b>	-
TJ	-	3.0 / <b>2.5</b>
VZ-O	-	2.5 / <b>2.0</b>
VZ-W	-	2.5 / <b>2.0</b>
<b>Effinger Schichten</b>	3.5 / <b>3.0</b>	-
SJ-O	-	2.5 / <b>2.0</b>
SJ-W	-	2.5 / <b>2.0</b>
<b>Palfris-Mergel</b>	3.5 / <b>3.0</b>	3.0 / <b>2.5</b>

**Tabelle 3-7: Bewertung der bevorzugten Bereiche für HAA-Tiefenlager in Bezug auf den Indikator Gesteinsfestigkeit und Verformungseigenschaften. Bewertung der ETH in blau.**

Wirtgesteine/ Tektonisches Regime	Bewertung Teilschritt 4.3 / <b>Bewertung ETH</b>	Bewertung Teilschritt 5.3 / <b>Bewertung ETH</b>
<b>Opalinuston</b>	3.0 / <b>2.5</b>	
TJ		3.0 / <b>2.5</b>
VZ-O		2.5 / <b>2.0</b>
VZ-M		2.5 / <b>2.0</b>
VZ-W		2.5 / <b>2.0</b>

## 4 INDIKATOR TIEFENLAGE UNTER TERRAIN IM HINBLICK AUF DIE BAUTECHNISCHE MACHBARKEIT

### 4.1 Vorgehensweise der Entsorgungspflichtigen

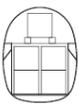
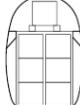
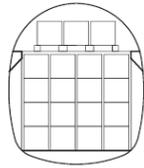
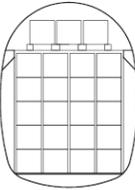
#### 4.1.1 Wesentliche Randbedingungen der Entsorgungspflichtigen

Im folgenden Abschnitt werden die wesentlichen tunnelbautechnischen Randbedingungen, basierend auf NTB 08-03 sowie NIB 09-04, zusammengefasst. Aufgrund der bautechnischen Diskussionen mit den Entsorgungspflichtigen während des Überprüfungsprozesses, wurde um eine Spezifizierung der Ausbruchs- und Sicherungskonzepte für das HAA Tiefenlager ersucht, welche in Form des Berichtes NAB 09-07 den Prüforganen ausgehändigt wurde. Diese, vom NTB 08-03 und NIB 09-04 teilweise abweichenden vollflächigen Ausbaukonzepte mit Liner aus Stahl/Spritzbeton oder Tübbingen, sind in der folgenden Beschreibung berücksichtigt worden.

#### Querschnitte:

SMA: Lagerkavernen mit verschiedenen standardisierten Planungsgrössen gemäss Abbildung 4-1.

HAA: Kreisrunder Querschnitt mit einem Lichtraumdurchmesser von 2.5m und einem Ausbruchsdurchmesser von bis zu 3.5m. Gemäss NAB 09-07 ist auch ein elliptisch gleichmässiges Ausbruchprofil denkbar.

K04	K06	K09	K12	K16	K20
					
LRF: 58 m <sup>2</sup> LH: 9.5 m LB: 7.3 m	LRF: 77 m <sup>2</sup> LH: 11.9 m LB: 7.6 m	LRF: 110 m <sup>2</sup> LH: 12.6 m LB: 10.4 m	LRF: 136 m <sup>2</sup> LH: 15.0 m LB: 10.6 m	LRF: 182 m <sup>2</sup> LH: 16.1 m LB: 13.4 m	LRF: 215 m <sup>2</sup> LH: 18.5 m LB: 13.6 m
5 LC1 / 5.25 m	7 LC1 / 5.25 m	11 LC1 / 5.25 m	14 LC1 / 5.25 m	19 LC1 / 5.25 m	23 LC1 / 5.25 m

**Abbildung 4-1: Massgebende Planungsgrössen für Lagerkavernen in SMA-Lager gemäss NIB 09-04.**

#### Ausrichtung der Lagerstollen:

SMA: Keine Spezifikationen

HAA: Raumlage der Lagerstollen in Richtung der horizontalen Hauptspannung bzw. Anpassung an die Störungssysteme.

#### Ausbruchmethode:

SMA: Das Basiskonzept bildet ein Teilsausbruch mit einer Teilschnittmaschine

HAA: Das Basiskonzept geht generell von einer TVM (Tunnel-Vortriebs-Maschine) aus. Das Konzept wird im NAB 09-07 genauer spezifiziert und mit alternativen Vortriebsmethoden ergänzt:

- Offene Tunnelbohrmaschine (TBM) mit Gripper
- Erweiterungsmaschine (TBE)
- Gripper verspannte Teilschnittmaschine (TSM) mit Längsschrämkopf eventuell in kurzem Schild
- Mobile Teilschnittmaschine (TSM)
- Sprengvortrieb mit Vorbohrungen

#### Ausbruchsicherung:

SMA: keine Einschränkungen (Anker, Netze, Bögen, Spritzbeton etc.). Ein rascher Einbau zur Schaffung eines Ringschlusses wird vorgeschlagen (NTB 08-04).

HAA: Anker und Netze (Kopfschutz) im intakten Gestein, in tektonisch stärker beanspruchten Gebieten und / oder deutlich herabgesetzter Gesteinsfestigkeit sind Zusatzmassnahmen, bestehend aus einer gering mächtigen Spritzbetonlage aus niedrig-pH-Zement sowie ein verstärkter Sohlausbau, vorgesehen (NTB 08-04). Ergänzend geht aus NAB 09-07 hervor, dass neu alternative Ausbaukonzepte in Betracht gezogen werden:

- Kurze Felsanker mit Kopfschutz (Netz) ohne gebirgsstützende Wirkung
- Systemankerung aus geneigten Kurzankern mit schnell wirkenden, kurzen Felsankern (Reibrohranker; L=1.8m) hinter dem TBM Kopf versetzt
- Systemankerung aus radialen Kurzankern mit schnell wirkenden, kurzen Felsankern (Reibrohranker; L=1.8m) vor der Tunnelvortriebseinrichtung versetzt
- Systemankerung aus radialen Langankern ( $\geq 2.5\text{m}$ )
- Spritzbeton (d=7 cm) mit Stahlfasern oder Armierungsnetz
- Stahlträger (Stahlbogen-Ringausbau) aus 1 TH Profil 16/48 pro Laufmeter, evtl.mit Spritzbeton
- Tübbingausbau (Spreiztübbinge ohne vordefinierten Ringspalt, gegebenenfalls gelochte Tübbingelemente, um die Abdichtung des Ringspaltes zu gewährleisten)

Die Ausbaukonzepte können teilweise miteinander kombiniert werden bzw. es kann der Ausbauwiderstand durch Anpassung der Spezifikationen (Spritzbetonstärke, Ankerlänge, Stahlbogentyp etc.) erhöht werden. Im NAB 09-07, Anhang 3 sind die Ausbaukonzepte sowie Richtwerte für die erforderliche Stahlmasse und Korrosionsoberfläche pro Laufmeter Stollen angegeben sowie weitere alternative Materialien aufgezeigt.

Generell sollen wirksame Stützmassnahmen frühzeitig, im Abstand von innerhalb ca. 1 Tunneldurchmesser zur Ortbrust eingebracht werden.

### Heterogenitäten:

Gebirgsabschnitte mit erhöhter lithologischer Variabilität (insbesondere die Effinger Schichten sowie die Tonsteinabfolge des Braunen Doggers) sind zu meiden. Das Lager soll in lithologischen und damit felsmechanisch einheitlichen Schichten ausreichender Mächtigkeit aufgeföhren werden (NTB 08-04).

### Brauchwasser:

Generell gilt der Grundsatz, dass Wasserzutritte in Wirtgesteinen durch bauliche und baubetriebliche Massnahmen verhindert werden (NTB 08-04) und die relative Luftfeuchtigkeit aufgrund der Lüftung / Klimatisierung <100% sein wird. Quelldruck- und Quellhebungen während Bau und Betrieb werden teilweise akzeptiert bzw. durch bauliche Massnahmen verhindert (NIB 09-04; Anhang 2).

#### **4.1.2 Zusammenfassung der Modellrechnungen der Entsorgungspflichtigen**

Bereits im Rahmen des Entsorgungsnachweises wurden orientierende felsmechanische Berechnungen durchgeführt und die generelle Machbarkeit eines HAA-Lagerstollens sowie dessen Erschliessungsbauwerke bis zu einer Überdeckung von 650m nachgewiesen (NTB 02-02, NIB 03-08 und NIB 00-51). Im Zuge des SGT wurde die bautechnische Eignung verschiedener Wirtgesteine (Opalinuston, Effinger Schichten und USM) für die SMA Lagerstollen (Kavernenquerschnitt K12-2.4) bis zu einer Überdeckung von 800 m u. T. durch felsmechanische Berechnungen eingehend untersucht (NAB 08-45). Eine Zusammenfassung wichtiger Modell-Parameter findet sich in nachfolgender Tabelle. Bezüglich felsmechanischer Kennwerte und Details zu den Stoffgesetzen wird auf die jeweiligen Berichte verwiesen.

**Tabelle 4-1: Zusammenstellung wesentlicher Modellparameter der von den Entsorgungspflichtigen durchgeführten felsmechanischen Berechnungen. (OPA: Opalinuston; EFF: Effinger Schichten; USM: Untere Süsswassermolasse; Sv: Vertikalspannung; Sh: minimale Horizontalspannung; SH: maximale Horizontalspannung; \*Kavernenquerschnitt K12-2.4; \*\*mit Erschliessungsbauwerken)**

		SMA	HAA
NAB 08-45*	Wirtgestein	OPA, EFF, USM	-
	Überdeckung	500 & 800m	-
	Horizontalspannung	$S_h=S_v$ & $S_h=1.3S_v$	-
NIB 00-51**	Wirtgestein		OPA
	Überdeckung		650m (15.9 MPa)
	Horizontalspannung		SH=22.6, Sh=15.1 MPa
NIB 03-08	Wirtgestein	-	OPA
	Überdeckung	-	650m (15.9 MPa)
	Horizontalspannung	-	SH=22.6, Sh=15.1 MPa
NAB 05-15	Wirtgestein		OPA
	Überdeckung		900m (22.1 MPa)
	Horizontalspannung		SH=31.4, Sh=21.1 MPa

Zudem wurden im Zuge des SGT Modellrechnungen für HAA Stollen in intaktem Opalinuston bis 900m mit und ohne Ausbruchsicherung (Anker) erstellt (NAB 05-15).

Alle vorliegenden Modellrechnungen wurden hydraulisch-mechanisch gekoppelt durchgeführt. Wesentliche felsmechanische und hydraulische Aspekte sind enthalten. Dies betrifft insbesondere die Festigkeitsanisotropie (Opalinuston, Effinger Schichten), Heterogenität (Effinger Schichten, USM), Entfestigung in Abhängigkeit der akkumulierten plastischen Scherdehnung (Opalinuston), Anisotropie der hydraulischen Durchlässigkeit (Opalinuston) sowie die Zunahme der hydraulischen Durchlässigkeit in der plastischen Zone (Opalinuston, Effinger Schichten). Die felsmechanischen Kennwerte repräsentieren intakte Felseigenschaften ohne Trennflächen und wurden aus Laborversuchen abgeleitet (u.a. NIB 03-08).

SMA Lager:

In allen Berechnungen stabilisiert sich die Bruchbildung (stabiler Zustand des Hohlraums)<sup>2</sup> (NAB 08-45). Für SMA-Lagerstollen (Kavernenquerschnitt K12-2.4) ergeben sich je nach Wahl der Modellparameter für Opalinuston Konvergenzen bis 11cm und ausgedehnte

<sup>2</sup> Aus NAB 08-45, S. 13, Figur 2 geht hervor, dass eine Tunnelschale in die Modelle eingeführt wurde. Anhand der Beschreibung der Modelle geht nicht hervor, welche Bedeutung dieser Tunnelschale zuzumessen ist.

Bruchzonen (Tabelle 4-2). Im Fall der Effinger Schichten bleiben die Konvergenzen < 4cm und die plastische Zone relativ geringmächtig (max. 2.5m vertikale Ausdehnung).

**Tabelle 4-2: Zusammenfassung der Ergebnisse der Modellrechnungen bezüglich Konvergenz und plastifizierter Bereiche bei einem Kavernenquerschnitt K12-2.4 (NAB 08-45).**

Lithologie (Überdeckung)	Konvergenz		Plastifizierter Bereich		
	Horizontal	Vertikal	Horizontal	Vertikal	Fläche
EFF (500m)	1.8-2.3cm	0.9-1.3cm	0.5-1.3m	1.0-1.9m	5-8m <sup>2</sup>
EFF (800m)	2.9-3.8cm	1.6-2.1cm	1.3-2.0m	1.9-2.5m	15-18m <sup>2</sup>
OPA (500m)	4.3-5.9cm	3.9-4.4cm	6.5-10.0m	7.7-8.6m	58-75m <sup>2</sup>
OPA (800m)	7.7-11.3cm	7.2-10.4cm	7.7-12.7m	9.4-10.2m	83-116m <sup>2</sup>
USM (500m)	3.2-4.5cm	2.8-3.4cm	3.8m	5.5m	45-55 m <sup>2</sup>
USM (500m)	6.6-8.8cm	6.8-8.7cm	5.0-5.5m	6.5-7.5m	103-109m <sup>2</sup>

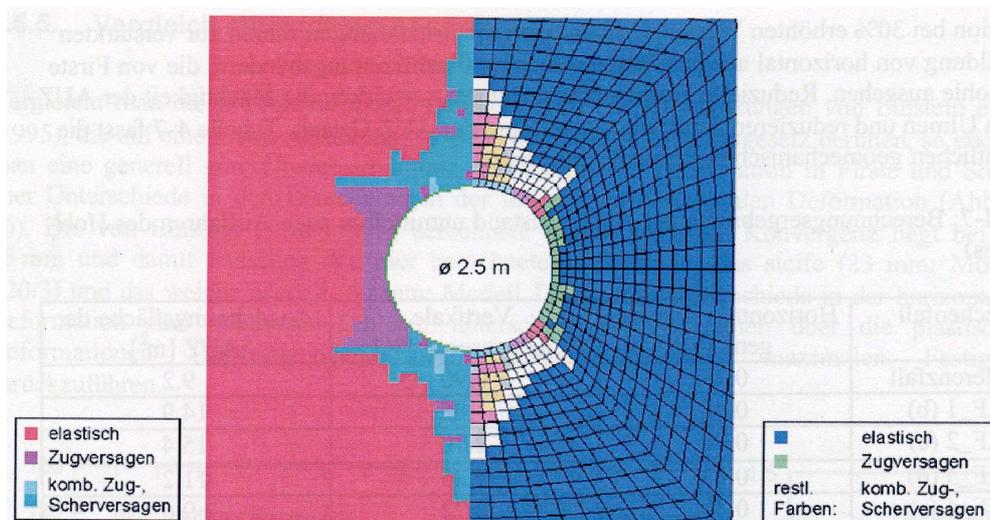
HAA Lager:

Felsmechanische Berechnungen der HAA-Lagerstollen (NIB 03-08, NIB 00-51, NAB 05-15) bis 650m Überdeckung wurden ohne Sicherungsmittel durchgeführt, bis 900m Überdeckung liegen Berechnungen unter Berücksichtigung von Ankern vor (NAB 05-15). Das Gebirgsverhalten wurde unter variierenden Randbedingungen (In-Situ Spannungsverhältnissen) und Materialparameter (u.a. Restfestigkeiten, hydraulische Durchlässigkeit) studiert (NIB 03-08). Aus NIB 03-08 (S. 86 & 87) gehen zusammengefasst folgende, wesentliche Schlussfolgerungen zum Gebirgsverhalten des intakten Opalinustons bei einer Überdeckung von 650m u. T. hervor (vgl. dazu Abbildung 4-2):

- Lokales bzw. globales Versagen des Stollens ist nicht zu erwarten. Generell muss während des Auffahrens bzw. unmittelbar danach im Firstbereich mit Abschaltungen (Sargdeckeleffekt) und lokalem Steinfall, bedingt durch die Überschreitung der Festigkeit auf der Schichtung gerechnet werden. Das Versagen bleibt lokal begrenzt.
- Lokales Überschreiten der Festigkeiten in den Ulmen tritt überwiegend unter Extension auf, während im First- und Sohlbereich kombinierte Scher- und Schubbrüche zu verzeichnen sind. Die Geometrie der Auflockerungszone wird im Wesentlichen von der Gefügeanisotropie, dem Angriffswinkel (Achse des Bauwerks bezüglich Schichtung), der Anisotropie des Spannungsfeldes sowie dem Wassergehalt des Gesteins bestimmt. Die Ausdehnung der Auflockerungszone erreicht maximal etwa 1 Hohlraumdurchmesser, wobei die Berücksichtigung des anisotropen und nichtlinearen Materialverhaltens Form und Grösse der Auflockerungszone prägen.
- Es ist zu erwarten, dass Tunneldeformationen auch unter Betrachtung des Kriechens nach einigen Monaten nahezu einen Stillstand erreichen, solange ein Wasserzutritt durch den Stollen vermieden wird.

- In der Firste und in der Sohle entwickeln sich, bedingt durch die Anisotropie des Opalinustons, Bereiche, die sich als Block in den Hohlraum verschieben. Diese Bereiche sind durch Scherbahnen begrenzt. Entfestigt sich die Auflockerungszone, so können sich zusätzliche Scherzonen bilden, die wiederum die dann grössere Auflockerungszone begrenzen.
- Zusätzliche Modelle mit 2-Phasen-Strömung ergeben Saugspannungen und entsprechende Kapillardrücke, die bis -10MPa reichen können, und sich positiv auf die Stabilität des Hohlraumes auswirken.

Die Ergebnisse zeigen weitgehende Übereinstimmungen mit in-situ Beobachtungen im Felslabor Mont Terri, Laborexperimenten von Okland & Cook (1998), physikalischen Versuchen von Jacobi (1981) und in-situ Beobachtungen in Bergwerken (Ortlepp 1997) (NIB 03-08).



**Abbildung 4-2: Vergleich der Plastifizierungsmuster (links: 2D-Rechnung, rechts: 3D-Rechnung) (NIB 03-08).**

### Zusammenfassung

Anhand der Modelluntersuchungen gehen die Entsorgungspflichtigen davon aus, dass HAA-Lagerstollen bis 900m u. T. sowie SMA-Lagerstollen (Kavernenquerschnitt K12-2.4) bis 800m u. T. mit heutigen Sicherungsmittel und Vortriebsmethoden bautechnisch machbar sind (NIB 00-51, NAB 08-45). Für die Erschliessungsbauwerke eines HAA-Lagers bis in Tiefenlagen von 650m und den zu erwartenden Horizontalspannungen im Züricher Weinland liegen von den Entsorgungspflichtigen statische Bemessungen der Ausbruchssicherung vor. Zudem gehen die Entsorgungspflichtigen davon aus, dass ein HAA-Lagerstollen im intakten Opalinuston bis in eine Tiefe von 900m u. T. alleine mit Ankern und Kopfschutz (Netz) aufgeföhren werden kann.

### **4.1.3 Mindestanforderungen und Verschärfte Anforderungen**

Im Schritt 4.1 (Identifikation detailliert zu evaluierender Gesteinseinheiten) werden Mindestanforderungen an den Indikator „Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit“ von SMA und HAA Tiefenlagern festgelegt (Tabelle 4-3). Aufgrund von Erfahrungen im schweizweiten Tunnelbau und numerischen Modellrechnungen (siehe Kapitel 4.1.2) wird für Sedimentgesteine bei SMA als Mindestanforderung eine maximale Tiefenlage von <800 m u. T. (bezogen auf die „Mitte des notwendigen

einschlusswirksamen Gebirgsbereichs“) festgelegt. Aufgrund der deutlich kleineren Querschnitte der HAA-Lagerstollen, der kürzeren Standzeit (2 Jahre) und der Ausrichtung der Lagerachse in Richtung der maximalen horizontalen Spannung, wird die Mindestanforderung der maximalen Tiefenlage beim HAA-Lager auf <900m u. T. erhöht (Tabelle 4-3).

Im Schritt 5.1 (Identifikation potenziell möglicher Bereiche) werden auch Mindestanforderungen an die Lagerebene gestellt. Die dort definierten MA unterscheiden sich nicht von den MA an den Indikator „Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit“ aus Schritt 4.1 (Tabelle 4-3).

Im Schritt 5.2 (Identifikation der bevorzugten Bereiche) werden verschärfte Anforderungen an die maximale Tiefenlage aus bautechnischer Sicht gestellt (wiederum bezogen auf die „Mitte des notwendigen einschlusswirksamen Gebirgsbereichs“). Im Fall von vermuteten, erhöhten Kluffrequenzen bei Gesteinen mit ohnehin niedrigen Festigkeiten (Opalinuston und Tonsteine des Brauner Doggers) wird die maximale Tiefenlage der SMA-Lagerstollen reduziert:

- keine Verschärfung im Tafeljura s. str. und Vorfaltenzone (VA=MA)
- Lagerebene VA <700m u. T. für die östliche Subjurassische Zone

Im Fall von SMA-Lagerstollen in Sedimentgesteinen mittlerer bis hoher Festigkeit (Effinger Schichten und Palfris Mergel) erfolgt keine Verschärfung der Anforderungen (VA=MA).

Im Fall von HAA-Lagerstollen im Opalinuston erfolgt keine Verschärfung im Tafeljura s. str. und in der Vorfaltenzone (VA=MA), dafür in der östlichen Subjurassische Zone (Lagerebene VA <800m u. T.).

Alle Gebirgsbereiche, die unterhalb der für die jeweiligen Abfalltypen definierten Anforderungen (MA bzw. VA) zu liegen kommen, werden nicht weiterverfolgt. Für die verbleibenden Tiefenlagen wird die bautechnische Machbarkeit generell als gegeben erachtet und die Eignung im Schritt 5.3 (Prioritätensetzung innerhalb der bevorzugten Standortbereiche) bewertend abgestuft (Bewertungsskala Tabelle 4-4).

**Tabelle 4-3: Mindestanforderungen und verschärfte Anforderungen für den Indikator „Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit“ (NTB 08-05, NIB 09-04)**

Schritt / Kriterium	Attribut	Anforderungen und Bewertungsskalen	
		SMA	HAA
4.1 / 1.1	Mindestanforderung (MA, Potenzial)	≤ 800 m u.T. (Sedimentgesteine) ≤ 1200 m u.T. (Kristallingesteine)	≤ 900 m u.T. (Sedimentgesteine) ≤ 1200 m u.T. (Kristallingesteine)
5.1 / 1.1	Mindestanforderung (MA)	Lagerebene (Mitte notwendiger einschlusswirksamer Gebirgsbereich) ≤ 800 m u.T. (Sedimentgesteine) ≤ 1200 m u.T. (Kristallingesteine)	Lagerebene (Mitte notwendiger einschlusswirksamer Gebirgsbereich) ≤ 900 m u.T. (Sedimentgesteine) ≤ 1200 m u.T. (Kristallingesteine)
5.2 / 1.1	Verschärfte Anforderung (VA)	Sedimentgesteine mit kleiner bis mittlerer Festigkeit (Opalinuston und Tongesteinsabfolge 'Brauner Dogger'): keine Verschärfung für Tafeljura s.str. und Vorfaltenzone notwendig (VA = MA); Lagerebene (Mitte notwendiger einschlusswirksamer Gebirgsbereich) ≤ 700 m u.T. für östliche Subjurassische Zone 2)  Sedimentgesteine mit mittlerer bis hoher Festigkeit (Effinger Schichten und Mergel): keine Verschärfung notwendig (VA = MA)	Für Sedimentgesteine mit kleiner bis mittlerer Festigkeit (Opalinuston) keine Verschärfung für Tafeljura s.str. und Vorfaltenzone notwendig (VA = MA); Lagerebene (Mitte notwendiger einschlusswirksamer Gebirgsbereich) ≤ 800 m u.T. für östliche Subjurassische Zone

#### 4.1.4 Bewertungsskala

Die Bewertungsskala für die maximalen Tiefenlagen im Schritt 5.3 (Tabelle 4-4) wird aufgrund von Plausibilitätsüberlegungen und in Bezug auf die festgelegten Tiefenlagen für die Mindestanforderung und die verschärften Anforderungen festgelegt und bezieht sich auf die Mitte des Wirtgesteins (NIB 09-04). Unter Annahme einer repräsentativen einaxialen Zylinderdruckfestigkeit für jeden Wirtgesteinstyp werden die Grenzen zwischen elastisch, standfest bis leicht nachbrüchig und nachbrüchig bis gebräch abgeleitet (NIB 09-04). Diese Überlegungen basieren auf den Vorschlägen der SIA 198, Anhang E sowie auf weiterführenden Spannungs-Festigkeitsüberlegungen gemäss Martin et al. (1999) bzw. Martin & Lanyon (2002). Daraus werden nachfolgende Bewertungsstufen abgeleitet (NIB 09-04):

**Sehr günstig:** Hohlräume in Tiefenbereichen, bei denen mit relativ grosser Sicherheit das Gebirge elastisch reagiert, auch wenn die Gebirgseigenschaften nicht sehr günstig sind (z.B. durch Klüftung) oder die Hohlräume ungünstig zu den horizontalen Hauptspannungen ausgerichtet werden müssen.

**Günstig:** Hohlräume in Tiefenbereichen und eher günstigen Verhältnissen der Gebirgseigenschaften, bei denen das Gebirge standfest bzw. leicht nachbrüchig bleibt.

**Bedingt günstig:** Hohlräume in Tiefenbereichen, bei denen nachbrüchiges bis gebräches Verhalten zu erwarten sein könnte (Plastifizierung des Tunnelumfangs), aber tiefgreifende Plastifizierungen mit ausgeprägten Instabilitäten ausgeschlossen werden können.

**Tabelle 4-4: Bewertungsskala für Indikator „Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit“ (NTB 08-05, NIB 09-04)**

Schritt / Kriterium	Attribut	Anforderungen und Bewertungsskalen	
		SMA	HAA
5.3 / 4.1	Sehr günstig	Sedimentgesteine mit kleiner bis mittlerer Gesteinsfestigkeit (Opalinuston und Tongesteinsabfolge 'Brauner Dogger'): Lagerebene (Mitte Wirtgestein) < VA – 500 m  Sedimentgesteine mit mittlerer bis hoher Gesteinsfestigkeit (Effinger Schichten und Mergel-Formationen des Helvetikums) <sup>14</sup> : Lagerebene (Mitte Wirtgestein) < VA – 350 m	Lagerebene (Mitte Wirtgestein) < VA – 600 m
	Günstig	Sedimentgesteine mit kleiner bis mittlerer Gesteinsfestigkeit (Opalinuston und Tongesteinsabfolge 'Brauner Dogger'): Lagerebene (Mitte Wirtgestein) zwischen VA – 500 m und VA – 200 m  Sedimentgesteine mit mittlerer bis hoher Gesteinsfestigkeit (Effinger Schichten und Mergel-Formationen des Helvetikums): Lagerebene (Mitte Wirtgestein) zwischen VA – 350 m und VA	Lagerebene (Mitte Wirtgestein) zwischen VA – 600 m und VA – 300 m
	Bedingt günstig	Sedimentgesteine mit kleiner bis mittlerer Gesteinsfestigkeit (Opalinuston und Tongesteinsabfolge 'Brauner Dogger'): Lagerebene (Mitte Wirtgestein) zwischen VA – 200 m und VA	Lagerebene (Mitte Wirtgestein) zwischen VA – 300 m und VA
	Ungünstig	–	–

## 4.2 Beurteilung der Mindestanforderungen und Verschärften Anforderungen

### 4.2.1 Grundlagen

Aufgrund der vororientierenden Untersuchungen, den vergleichsweise geringen zu erwartenden Konvergenzen in den numerischen Modellrechnungen und der Tatsache, dass keine Einschränkungen in den Sicherungsmittel bestehen, kann davon ausgegangen werden, dass die generelle Machbarkeit der SMA-Lagerstollen in intaktem Fels bzw. einem Gebirge mit sehr weitständigen Trennflächen ausreichend dargelegt ist. Für Sedimentgesteine niedriger Festigkeiten und / oder erhöhter tektonischer Überprägung ist aus Sicht der Berichtersteller bei sorgfältiger Planung das Auffahren eines SMA-Lagers bautechnisch machbar. Dies muss jedoch an einem konkreten Standort noch verifiziert werden. Die Anforderungen (MA und VA) an den Indikator Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf bautechnische Machbarkeit von SMA Tiefenlagern werden von den Berichterstellern unterstützt.

Die Beurteilung der Mindestanforderungen und Verschärften Anforderungen für ein HAA-Tiefenlager basiert auf den von den Entsorgungspflichtigen beschriebenen Ausbaukonzepten

und Modellrechnungen, den bisherigen Erfahrungen im Schweizer Tunnelbau, und eigenen analytischen und numerischen Analysen zur Stabilität der Hohlräume eines HAA-Stollens in unterschiedlicher Tiefenlage. Die neuen in NAB 09-07 beschriebenen Ausbaukonzepte der HAA-Lagerstollen mit vollflächigem Ausbau aus Stahl/Spritzbeton oder Tübbingem weichen teilweise von den Darstellungen in NTB 08-03 und NIB 09-04 ab. Inwieweit diese alternativen Ausbaukonzepte die sicherheitstechnische Beurteilung und das langfristige Verhalten des Nahfeldes beeinflussen, ist nicht Gegenstand dieses Berichtes und unterliegt den jeweiligen Experten.

#### **4.2.2 Bewertung der Erfahrungen im schweizweiten Tunnelbau**

Die Herleitung der Anforderungen (MA und VA) stützt sich auf Erfahrungen im schweizweiten Tunnelbau und vororientierende numerische Modellrechnungen<sup>3</sup>. Die Schweiz verfügt seit mehr als 100 Jahre über Tunnelbauerfahrung in einem Teil der bevorzugten Wirtgesteine (Opalinuston, Effinger Schichten). Die Erfahrungen reichen bis zu einer Überdeckung von 700-800m (Grenchenbergtunnel), liegen aber meist zwischen 200-400m (NTB 02-03). Eine Zusammenfassung der Erfahrungen finden sich unter anderem im NTB 02-03 sowie NIB 09-04.

Eine belastbare Übertragbarkeit ist nur dann gegeben, wenn die Randbedingungen des zum Vergleich stehenden Bauwerks den Randbedingungen der geplanten untertägigen Anlagen ähnlich und nachvollziehbar dokumentiert sind. Dies betrifft besonders:

- In-situ-Spannungsverhältnisse (im weiteren Sinn die Überlagerung) bzw. geologische Belastungsgeschichte
- Die Orientierung des Bauwerks gegenüber den Hauptspannungskomponenten
- Die Orientierung des Bauwerks gegenüber der Schichtung
- Die Festigkeit des Gesteins- / Gebirges (tektonische Überprägung)
- Vortriebsmethode, Ausbruchsicherung und Tunnelgeometrie
- Belastbare Aussagen zum (kurzeitigen) Gebirgsverhalten bzw. Monitoring-Daten (u.a. Verformungen)

Nur bei einem Tunnelbauwerk (Grenchenbergtunnel) ist der Hohlraum teilweise parallel zur Schichtung bei einer Überdeckung von 700-800m aufgefahren worden. Dieses Bauwerk wurde ohne besondere Vorkommnisse erstellt. Ausgenommen sind Quellhebungen während und nach dem Bau, welche umfangreiche Sanierungsmassnahmen erforderlich machten. Es ist jedoch zu erwähnen, dass beim Bau des Grenchenbergtunnels wahrscheinlich grössere Mengen Brauchwasser zu Quellhebungen geführt haben. Grössere Quellhebungen können durch den Grundsatz eines trockenen Vortriebs vermieden werden. Kleinere Quellerscheinungen sind durch den Einbau eines Sohlgewölbes mit Ortbeton kaum vermeidbar.

---

<sup>3</sup> Der Festlegung der Anforderungen liegen noch weitere Aspekte, wie beispielsweise die Gebirgstemperatur zugrunde (NIB 09-04). Zur Sicherstellung der gesetzlich verlangten Arbeitsbedingungen ist der Einfluss der Gebirgstemperatur bei der Festlegung der Anforderungen für den Indikator Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit zu berücksichtigen. Dieser Aspekt wird im vorliegenden Bericht nicht behandelt.

Eine grundsätzliche Machbarkeit bis Tiefenlagen von 700-800m u. T. ist gegeben, jedoch ist beim Grenchenbergtunnel (1911 bis 1915) ein vollflächiger Beton-Ausbau von bis zu 60cm Stärke eingebracht worden, was eine generelle Vergleichbarkeit mit den geplanten HAA-Lagerstollen, mit eingeschränkten Sicherungsmitteln, in Frage stellt. Aus den Erfahrungen im schweizweitem Tunnelbau lässt sich zwar eine grundsätzliche Machbarkeit eines untertägigen Bauwerks bis 700-800m im Opalinuston und den Effinger Schichten ableiten, eine belastbare Übertragbarkeit auf die Randbedingungen der geplanten HAA-Lagerstollen ist jedoch bei Ausbaukonzepten mit geringem Ausbauwiderstand fraglich.

#### **4.2.3 Bewertung der von den Entsorgungspflichtigen durchgeführten Modellrechnungen**

Im Fall der SMA-Lagerstollen wurden in den Modellrechnungen Tiefenlagen angenommen, welche der Mindestanforderung von <800m u. T. entsprechen. Die horizontalen Spannungen wurden gemäss den Erwartungswerten variiert (Tabelle 4-1). Die Berechnungen legen die bautechnische Machbarkeit bis zur Mindestanforderung für SMA Lager dar. Allerdings repräsentieren die felsmechanischen Kennwerte die Festigkeit des intakten Fels, wodurch die Ergebnisse auf tektonisch überprägte Gebiete mit masstabsrelevanter Klüftung nicht übertragbar sind (siehe auch NAB 08-45, S. 27).

Für die HAA Lagerstollen existieren auf das Züricher Weinland bezogene, standortspezifische Berechnungsergebnisse für intakten Opalinuston, die von einer Überdeckung von maximal 650m u. T. und einem kreisförmigen Querschnitt von 2.5m Durchmesser ausgehen. Im Rahmen des SGT wurden weitere Standorte vorgeschlagen, welche zum Teil ungünstigere felsmechanische Bedingungen (grössere Überlagerung, tektonische Überprägung und eventuell höhere Trennflächendichte als im Tafeljura) erwarten lassen. Für die Realisierung der Lagerstollen bis zu einer Tiefenlage von 900m (MA<900m) liegen für intakten Opalinuston konzeptionelle Modellrechnungen vor (NAB 05-15). Für tektonisch überprägte Gebiete liegen keine felsmechanischen bzw. statischen Untersuchungen der bautechnischen Machbarkeit vor. Die Berechnungsergebnisse für HAA-Lagerstollen bis 650 m Tiefe und 2.5m Durchmesser sind als Nachweis der bautechnischen Machbarkeit nur für intaktes Gebirge gültig bzw. nur dann, wenn die Trennflächenabstände grösser als der relevante Betrachtungsmaassstab (Hohlraumgrösse) sind. Für den Fall eines enger-ständigeren Trennflächengefüges (VZ, SJ) und grössere Ausbruchquerschnitte liegen keine Nachweise vor. Die Schlussfolgerungen im Bericht NAB 05-15, mit Modellrechnungen bis 900m unter Terrain, sind aufgrund der getroffenen Annahmen für die Anker (u.a. Scherfestigkeit Ankermörtel, E-Modul Anker, Fliessgrenze Anker, etc.) nicht nachvollziehbar. Die getroffenen Schlussfolgerungen über die Wirkung der Anker bezüglich Stabilität, Verformung und Ausdehnung der Bruchzone werden als nicht zutreffend erachtet und von den Berichterstattern nicht als Nachweis der bautechnischen Machbarkeit mit eingeschränkten Sicherungsmitteln (Anker und Netze) gewertet.

#### **4.2.4 Analyse des Gebirgsverhaltens der BE/HAA-Lagerstollen**

##### **4.2.4.1 Qualitative Aspekte**

Die Mindestanforderungen und die Verschärften Anforderungen für den Indikator Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf bautechnische Machbarkeit stellen ein wesentliches Schneidekriterium zur Einengung der bevorzugten Bereiche von HAA-Tiefenlagern dar. Demzufolge werden nachfolgend neben der Bewertung der festgelegten Anforderungen durch die Entsorgungspflichtigen weiterführende Überlegungen dargelegt.

Für HAA Lagerstollen bestehen im Gegensatz zu den SMA Lagerkavernen Einschränkungen bezüglich der einsetzbaren Sicherungsmittel (NTB 08-04, NAB 09-07). Ein bautechnischer Nachweis für Tiefenlagen >650m (MA 900m u. T.) liegt für intaktes Gebirge bzw. tektonisch überprägtes Gebirge nicht vor.

Aus den bisher von den Entsorgungspflichtigen durchgeführten numerischen Berechnungen von Stollen mit 2.5 Durchmesser im intakten Opalinuston mit Überlagerungen von bis zu 900 m u. T. zeigt sich, dass bereits in 650m Tiefe mit ausgedehnten Bruchzonen um den Hohlraum zu rechnen ist (Abbildung 4-2). Dies betrifft insbesondere die Felspartien oberhalb der Firste und unterhalb der Sohle (Ausdehnung der Bruchzone bis zu 1 Tunneldurchmesser). Im Bereich der Ulmen beschränkt sich die Bruchzone auf wenige Dezimeter bis 1m. Allerdings konvergieren die Modelle und die Totalverschiebungen liegen lediglich im Bereich von 20 bis 30mm<sup>4</sup>.

Anhand der numerischen Modellrechnung (NIB 03-08, NIB 00-51) lassen sich folgende Schlussfolgerungen zum Gebirgsverhalten ableiten (vergleiche Abbildung 4-2):

- Das Gebirgsverhalten wird klar durch die Festigkeitsanisotropie bestimmt. Die unterschiedlichen Annahmen zur Horizontalspannung (Tabelle 4-1) führen zu einem grundsätzlich gleichen Bruchbild, wobei Partien mehr oder weniger intensiv und tiefreichend von Brüchen durchsetzt sind.
- An den Ulmen sind Extensions- bzw. Zugbrüche zu erwarten. Sie reichen einige Dezimeter bis 1m ins Gebirge. An diesen Partien des Hohlraums ist mit Abschalungen zu rechnen.
- Im Bereich der oberen und unteren Ulmen lässt sich ein schmales Band mit Scherversagen entlang der horizontalen Schichtung feststellen (Abbildung 4-2). Plastische Scherverformungen reichen bis etwas 1 Tunneldurchmesser ins Gebirge. Direkt unterhalb der horizontalen Zone mit plastischen Scherverformungen treten Extensions- bzw. Zugbrüche auf (Abbildung 4-2). Aufgrund Erfahrungen im Tunnelbau in horizontal geschichtetem Gebirge könnte bei unzureichenden Sicherungsmitteln ein gänzlich Versagen (Abbrechen) der oberen Ulmenpartien eintreten (Matthew & Diederichs 2009).
- Oberhalb der Firste und unterhalb der Sohle treten kombinierte Scher- und Extensionsbrüche auf, welche zu einer Auflockerung der Felspartien führen können. Durch die Spannungsumlagerung entwickelt sich progressiv ein spitzwinkliger Bruchkeil, der maximal bis zu 1 Tunneldurchmesser (2.5m, bei 650m u. T) ins Gebirge oberhalb und unterhalb der Firste bzw. Sohle reicht. Bei starker Zerlegung und ungenügenden Stützmitteln ist unter Umständen mit Steinfall (kleiner Blöcke), Ausknicken bzw. Herausfallen plattiger Schichtpakete sowie im Extremfall mit einem Versagen des Bruchkeils zu rechnen. Akzentuierter ist das Verhalten dann zu erwarten, wenn die oberen Ulmen versagen und ausbrechen sollten.
- Gemäss den Angaben im AN 09-269 (Felsmechanisch relevante Eigenschaften von Trennflächen in Opalinuston) geht hervor, das im Extremfall in tektonisch beanspruchten Gebieten (VF, SJ) mit schichtungsp parallelen Trennflächen im

---

<sup>4</sup> Die Modelle basieren auf elasto-plastischen Materialgesetzen (Scherbruchkriterien). Wie die Beobachtungen im Felslabor Mont Terri zeigen, ist besonders auch mit spröden Bruchmechanismen zu rechnen, welche in dieser Form mit den verwendeten Stoffmodellen nicht reproduziert werden können. Zudem ist anzumerken, dass konvergierte kontinuumsmechanische Modelle nicht gleichbedeutend mit einem stabilen Zustand sein müssen. Vielmehr sind die modellierten Bruchphänome zu interpretieren.

Abstand von 0.3-0.8m und vertikalen Trennflächen im Abstand von 1.3 bis 1.5m zu rechnen sein könnte (ähnlich dem Trennflächensystem im Felslabor Mont Terri). Derartige Trennflächenabstände werden bei einem geplanten Tunneldurchmesser von 2.5-3.5m relevant. Besonders durch die Gebirgsanisotropie (Festigkeitsanisotropie des intakten Fels sowie schichtungparallele Trennflächen) und verminderte Scher- und Zugfestigkeit des Gebirges ist damit zu rechnen, dass das Gebirgsverhalten wie oben beschrieben akzentuierter zu erwarten ist und sehr viel schwieriger beherrschbar sein wird.

Das aus den felsmechanischen Berechnungen abgeleitete Gebirgsverhalten zeigt grosse Übereinstimmungen mit den Beobachtungen und geomechanischen Studien von Matthew & Diederichs (2009) im Projekt Niagara Falls sowie den generellen Überlegungen zum Einfluss der Gebirgsanisotropie auf die Tunnelstabilität von Bewick & Kaiser (2009).

Anhand der Modellresultate der Entsorgungspflichtigen mit Überlagerungen bis zu einer maximalen Tiefenlage von 900m und dem daraus zu erwartenden Gebirgsverhalten, werden nachfolgende Folgerungen gezogen (ohne Berücksichtigung der Variabilität der felsmechanischen Eigenschaften):

- Das erwartete Gebirgsverhalten ist im intakten Fels bis etwa 650m Überdeckung mit früh eingebrachten, dicht versetzten systematischen Ankern beherrschbar, solange eine intensive Zerlegung der Gebirgspartien verunmöglicht wird.
- Insbesondere muss sichergestellt sein, dass ausgedehnten plastischen Scherverformungen entlang der Schichtung im Bereich der oberen Ulmen entgegengewirkt wird, um ein Versagen dieser Partien zu meiden.
- Mit systematischen Ankern kann vermutlich die kombinierte Bruchbildung (Scher- und Zugbrüche) oberhalb der Firste bis etwa 650m Überdeckung kontrolliert werden und die volle Durchbildung eines Bruchkeils bzw. dessen Zerlegung vermieden werden. Im Fall eines weitgehend intakten, spitzwinkligen Bruchkeils am First, wirkt sich die Einspannung des Gebirges positiv auf die Standsicherheit aus.
- Verankerte Armierungsnetze sollten in der Lage sein, kleineren Steinfall zu sichern.

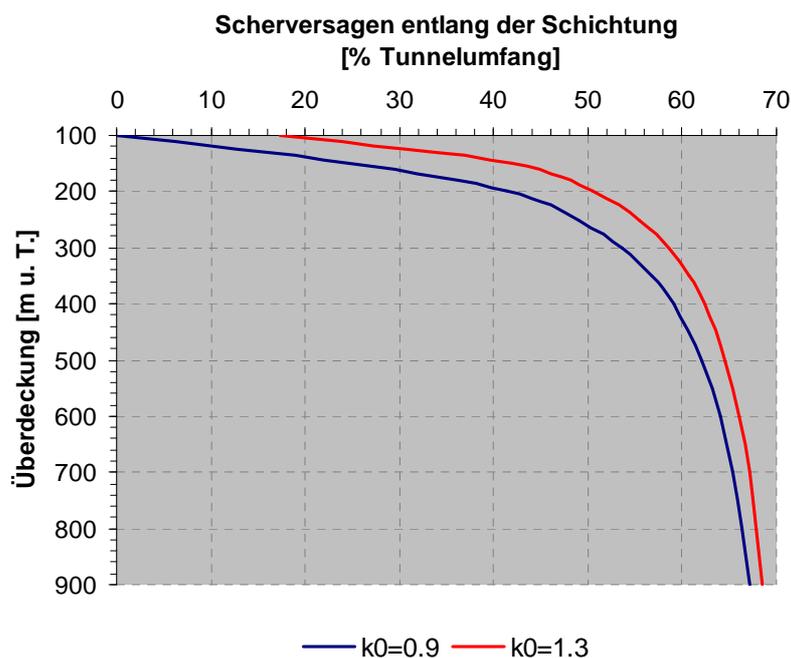
Unter der Voraussetzung eines Gebirges aus intakten bzw. sehr weitständig geklüfteten Opalinuston (entspricht den erwarteten Verhältnissen im Tafeljura), sind die Berichterstatter der Auffassung, dass ein HAA-Lagerstollen von 2.5m Durchmesser mit systematischen Ankern und Netzen bei sorgfältiger Planung bis in eine Tiefe von 600-650m bautechnisch machbar ist. In grösseren Tiefenlagen werden Zusatzmassnahmen erforderlich. Im Fall lokal ungünstigerer felsmechanischer Randbedingungen (vereinzelte, ungünstig orientierte Klüfte, Zonen erhöhter Klüftigkeit, wechselnde Gesteinsfestigkeiten bzw. Gebirgsspannungen etc.) sind vermutlich Zusatzmassnahmen, wie im NAB 09-07 zusammengestellt, schon bei sehr viel geringeren Überdeckungen notwendig. Deren Einfluss auf die Langzeitsicherheit bleibt abzuklären.

#### **4.2.4.2 Analytische Überlegungen zum Gebirgsverhalten des Opalinustons**

Nachfolgende Überlegungen basieren auf einer Kombination der Abschätzung der induzierten Spannung (Tangentialspannungen, Scherspannungen) entlang des Holraumrandes gemäss Kirsch (1898) und der Annahme eines horizontal laminierten Gebirges, welche die Gesteinsanisotropie repräsentiert. Die Scherfestigkeit parallel zur Anisotropie basiert auf Mohr-Coulomb-Eigenschaften, welche aus den Labordaten der einaxialen Druckfestigkeit

von Z-Proben (rund 6 MPa für Opalinuston; NAB 08-48) und einer Annahme eines Reibungswinkels (hier 24°) abgeschätzt wurden. Es wird angenommen, dass die fein verteilten horizontalen Trennflächen keinen Einfluss auf die Spannungen um den Hohlraum haben und die Kirsch-Formel gültig ist. Der Analyse liegt ein  $k_0$ -Wert (Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Spannung) von 0.9 bzw. 1.3 zugrunde. Aus diesen Überlegungen heraus zeigt sich folgendes:

- Je nach  $k_0$ -Wert übersteigt die Scherspannung am Hohlraumrand die Scherfestigkeit entlang der Schichtung bereits in 100-300m Tiefe (Abbildung 4-3).
- Mit zunehmender Überdeckung nimmt der prozentuale Anteil des Tunnelumfangs zu, an dem die Scherfestigkeit geringer als die Scherspannung am Hohlraumrand ist. Ab 350 bis 450m u. T. ist ein Scherversagen entlang der horizontalen Schichtung potentiell für mehr als 60% des Tunnelumfangs denkbar (Abbildung 4-3).
- Bei einer Tiefenlage von rund 570m und der Annahme  $k_0=0.9$  erreicht die maximale Tangentialspannung (Hohlraumrand) im Bereich der Ulmen die Festigkeit des intakten Materials<sup>5</sup> (Annahme: einaxiale Zylinderdruckfestigkeit 30 MPa; Abbildung 4-4). Ab etwa 700m Überdeckung übersteigt die Tangentialspannung am gesamten Hohlraumrand die einaxiale Zylinderdruckfestigkeit des intakten Materials (Abbildung 4-5). Scherbrüche entlang der Schichtung im intakten Material sind dann ebenso wie Extensionsbrüche um den gesamten Hohlraumrand wahrscheinlich.



**Abbildung 4-3: Überdeckung versus prozentuale Anteile des Tunnelumfangs, wo die Scherspannung am Hohlraumrand die Scherfestigkeit der horizontalen Schichtflächen überschreitet.**

<sup>5</sup> Es ist anzumerken, dass für diese analytischen Überlegungen die Mittelwerte der einaxialen Druckfestigkeit herangezogen wurden. Die bereits erwähnte Variabilität von etwa  $\pm 20\%$  wird nicht explizit betrachtet. Zudem ist anzumerken, dass die In-Situ-Festigkeit bei spröden Materialien wie dem Opalinuston gegenüber der Laborfestigkeit schätzungsweise um 20-40% geringer sein dürfte. Diesbezüglich liegen keine quantitativen Angaben vor.

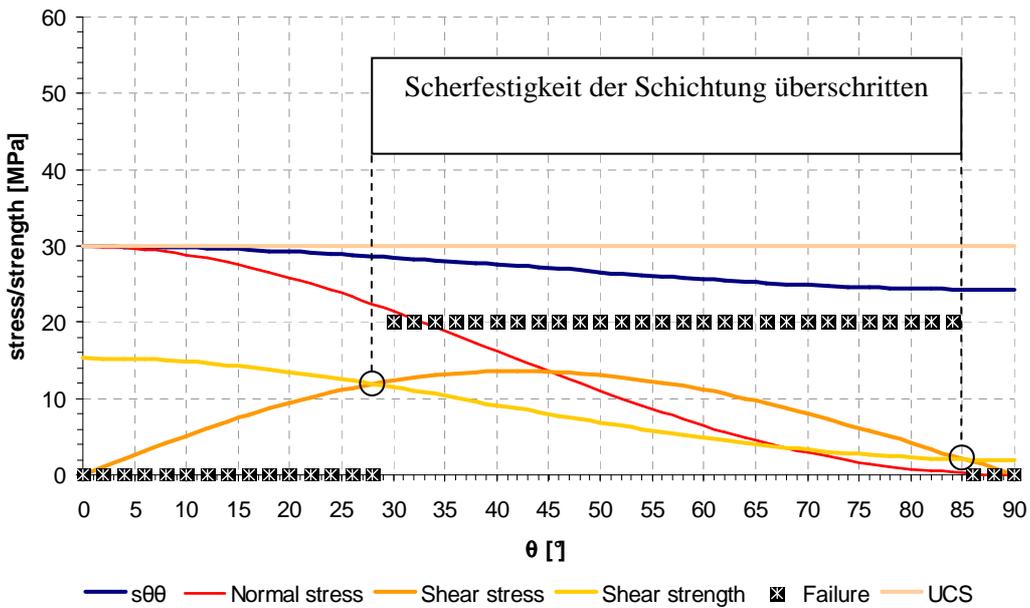


Abbildung 4-4: Analytische berechnete Tangential- ( $s_{\theta\theta}$ ), Normal- und Scherspannungen am Hohlraumrand ( $\theta=0^\circ$ : Ulme;  $\theta=90^\circ$ : Firste) im Vergleich zur Scherfestigkeit entlang der horizontalen Schichtung und einaxialen Zylinderdruckfestigkeit (UCS). (Überdeckung 570m;  $k_0=0.9$ ).

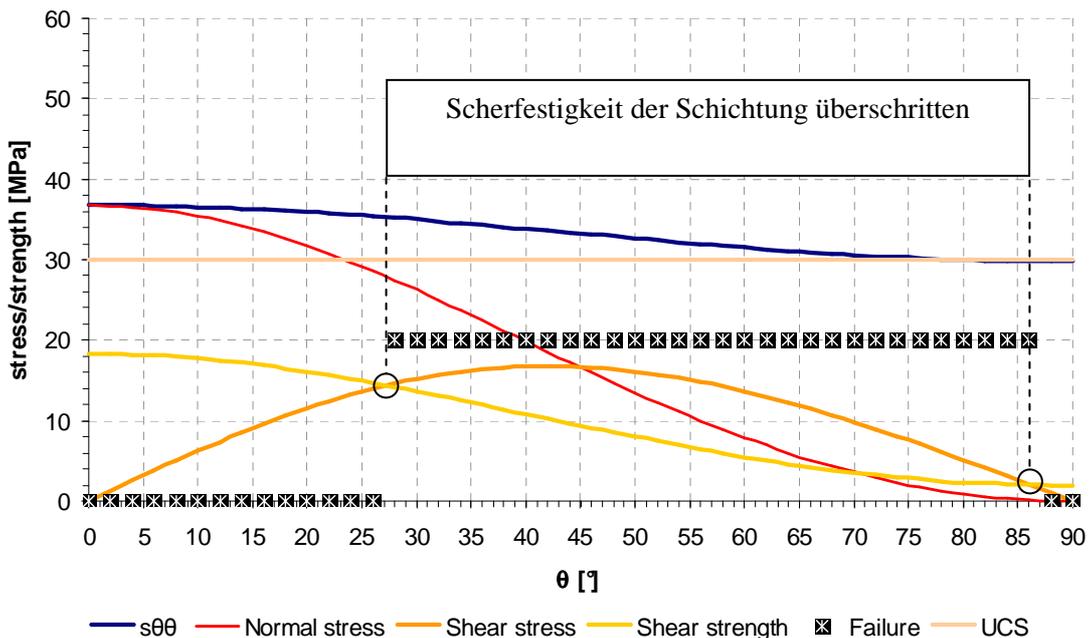


Abbildung 4-5: Analytische berechnete Tangential- ( $s_{\theta\theta}$ ), Normal- und Scherspannungen am Hohlraumrand ( $\theta=0^\circ$ : Ulme;  $\theta=90^\circ$ : Firste) im Vergleich zur Scherfestigkeit entlang der horizontalen Schichtung und einaxialen Zylinderdruckfestigkeit (UCS) (Überdeckung 700m;  $k_0=0.9$ ). Die Tangentialspannung übersteigt die einaxiale Druckfestigkeit nahezu im gesamten Tunnelumfang.

Anzumerken ist, dass die einaxiale Druckfestigkeit von Z-Proben wie im NAB 08-48 aufgeführt einer enormen Variabilität unterliegt ( $6.1\text{MPa} \pm 43\%$ ). Demzufolge muss bedacht werden, dass die hier vorliegenden analytischen Überlegungen zu einem erheblicher Prozentsatz weitaus günstiger bzw. ungünstiger gewertet werden könnten.

#### 4.2.4.3 Numerische Modellrechnungen

Zur Überprüfung und Vertiefung der analytischen Überlegungen zum Gebirgsverhalten des Opalinuston in Tiefen über 650 m u. T. wurden eigene hydraulisch-mechanisch gekoppelte Modellrechnungen mit einem Kontinuum-Modell (FLAC) durchgeführt. Details der numerischen Modellrechnungen sind in Anhang A.1 bis A.3 beschrieben. Das Augenmerk der Modellierung lag dabei auf der Untersuchung der Auswirkungen zunehmender Überlagerung (400m bis 900m) sowie natürlicher Schwankungen (Variabilität) der Primärspannungsverhältnisse ( $k_0=0.9$  & 1.1) auf das Gebirgsverhalten sowie die potentielle Ausdehnung der Bruchzone im Endzustand und an der Ortbrust. Die Variabilität der felsmechanischen Eigenschaften und insbesondere persistente tektonische Trennflächen finden keinen Niederschlag in den Modellen<sup>6</sup>. Anhand der Modellergebnisse können folgende Schlussfolgerungen gezogen:

- Die Modellergebnisse bestätigen die analytischen Überlegungen sowie das bereits in den vorausgegangenen Kapiteln postulierte Gebirgsverhalten. Die Verformungen sind generell geringer als bei den Berechnungen der Nagra (u.a. NAB 05-15). Dies liegt insbesondere in der Wahl der mechanischen Randbedingungen begründet (siehe Anhang A.1)
- Das Bruchbild wird wesentlich durch die Anisotropie bestimmt (Anhang B.1 und B.2). Die untersuchte Spannbreite der Spannungsverhältnisse ( $k_0$ ) zeigt einen geringen Einfluss auf das Bruchbild.
- Mit zunehmender Überdeckung nimmt die Ausdehnung der plastischen Zone signifikant zu und erreicht bei 900m Überlagerung rund 3-3.5m vertikale Erstreckung (Firste & Sohle) und etwa 1-1.5m horizontale Erstreckung (Ulmen).
- Unter der Annahme, dass etwa 50% der totalen Verformungen vor der Ortbrust stattfinden, zeigt sich, dass selbst bei intaktem Opalinuston mit zunehmender Überdeckung tendenziell ausgedehntere Bruchzonen an der Ortbrust zu erwarten sind. Diese sind mit radialen Sicherungsmitteln nur beschränkt bzw. nicht zu kontrollieren. Bei 600m Überlagerung werden die Brucherscheinungen an der Ortbrust (Vorentlastung etwa 70% Anhang B.1 & B.2) wegen der geringen Ausdehnung im First- und Sohlbereich aus bautechnischer Sicht als unkritisch beurteilt. Die progressive Ausbreitung der Brüche hinter der Ortbrust kann durch radiale Sicherungsmassnahmen (z.B. systematische Anker) kontrolliert werden. Bereits bei 700m Überlagerung sind signifikante Brucherscheinungen vor der Ortbrust evident, wodurch eine Ausbruchsicherung lediglich mit Ankern und Netzen als kritisch erachtet wird<sup>7</sup>. Mit zunehmender Überdeckung nehmen Brucherscheinungen vor der Ortbrust sukzessive zu.
- Im Fall von relevanten Trennflächenabständen (bezüglich der Hohlraumgrösse) mit niedrigen Scherfestigkeiten und hohem Durchtrennungsgrad werden bedeutsame Bruchzonen an der Ortbrust bereits bei geringeren Überdeckungen erwartet. Dadurch werden zusätzliche Ausbauwiderstände (u.a. Liner) wie im NAB 09-07 dargestellt notwendig.

---

<sup>6</sup> Persistente tektonische Trennflächen beeinflussen, wie in Yong 2008 gezeigt, das Bruchbild massgeblich

<sup>7</sup> Es ist zu beachten, dass in 2D Modellen die Spannungsrotation vor der Ortbrust und somit der veränderte Angriffswinkel der Spannungen gegenüber der Schichtung nicht reproduziert werden kann. Dadurch repräsentieren die konzeptionellen Modelle bezüglich der Bruchbildungen vor der Ortbrust lediglich einen prinzipiellen Trend. Zudem muss festgehalten werden, dass die Modelle auf elasto-plastischen Scherbruchkriterien aufgebaut sind, welche spröde Bruchphänomene, wie sie im Opalinuston zu erwarten sind, nicht reproduzieren.

### 4.3 Beurteilung der Bewertungsskala

Die Herleitung der Bewertungsskala beruht auf vereinfachten Ansätzen und Randbedingungen. Folgende Vereinfachungen sind zu nennen:

- Beim Vorschlag der SIA 198 wird die einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit der vertikalen Spannung gegenübergestellt. Sind die horizontalen Spannungen grösser als die vertikale Spannung ( $k_0 > 1.0$ ), wird dieser Situation nicht adäquat Rechnung getragen.
- Beim verwendeten Ansatz wird die einaxiale Zylinderdruckfestigkeit des Gesteins (Mittelwert) herangezogen. Der Einfluss eines effektiven Trennflächengefüges auf die einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit bleibt unbeachtet und führt zu optimistischen Einschätzungen.
- Die Anisotropie der Matrix bleibt unbeachtet.

Trotz der Vereinfachungen bei der Festlegung der Bewertungsskala erachten die Berichtersteller unter Einbezug der numerischen Modellresultate und analytischen Überlegungen des vorangehenden Kapitels die Bewertungsskala für SMA und HAA in dieser Planungsphase als sinnvoll festgelegt. Dies bei den HAA-Lagerstollen allerdings nur in einem relativen Sinn, da die Minimalanforderungen und verschärften Anforderungen vermutlich nur bei Ausbaukonzepten mit grosser stützender Wirkung umsetzbar sind, welche nicht in den Annahmen der orientierenden Sicherheitsbetrachtungen eingeschlossen wurden.

### 4.4 Beurteilung der Umsetzung der Anforderungen

Für ein HAA-Tiefenlager im Opalinuston ist heute unter Berücksichtigung der Variabilität der Gesteinsfestigkeit und Gebirgsspannungen anzunehmen, dass ab einer Tiefenlage von >650-700m die bautechnische Machbarkeit mit systematischen Ankern und Netzen zunehmend kritischer wird. Vollflächige Sicherungskonzepte, wie in NAB 09-07, Anhang 3 beschrieben, werden wahrscheinlich selbst im intakten Material mit nur vereinzelt Klüften (TJ) bei grösseren Überlagerungen (>700m) notwendig werden.

Darum muss innerhalb tektonischer Einheiten, welche Klüfte in relevanten Abständen und Eigenschaften enthalten (VZ, SJ), davon ausgegangen werden, dass bereits bei geringeren Überdeckungen Ausbaukonzepte mit grosser stützender Wirkung (NAB 09-07, Anhang 3; Spritzbeton, Stahlbögen, Tübbingausbau) notwendig werden. Inwieweit derartige Sicherungsmittel mit den sicherheitstechnischen Aspekten im Nahfeld der HAA-Lagerstollen vereinbar sind, ist nicht Gegenstand dieses Berichtes. Die bautechnischen Mindestanforderungen und verschärften Anforderungen sind unter Zugrundelegung der alternativen Ausbaukonzepte (NAB 09-07) sinnvoll festgelegt. Nachweise der bautechnischen Machbarkeit der HAA-Lagerstollen bis 900m Tiefe (MA) bzw. 800m (VA) sind für intaktes Gebirge noch zu vertiefen und für geklüftetes Gebirge noch ausstehend.

Führt die Überprüfung der Sicherheitsanalyse der im NAB 09-07 postulierten alternativen Ausbaukonzepte zu einer ungünstigen Beurteilung, so sind die Auswirkungen veränderter Mindestanforderungen oder Verschärfter Anforderungen an den Indikator Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf bautechnische Machbarkeit für die Auswahl und Auslegung der HAA Konfigurationen (NTB 08-03 Tabelle C.4-13ff und 5.6-2) vermutlich bedeutend.

## 5 QUELLENVERZEICHNIS

BFE (2008): Sachplan geologische Tiefenlager. Konzeptteil. Bundesamt für Energie BFE, Bern, Schweiz.

### Nagra Technische Berichte (NTB)

NTB 02-02 (2002): Projekt Opalinuston Konzept für die Anlage und den betrieb eines geologischen Tiefenlagers – Entsorgungsnachweis für abgebrannte Brennelemente, verglaste hochradioaktive sowie langlebige mittelaktive Abfälle.

NTB 08-03 (2008): Vorschlag geologischer Standortgebiete für das SMA- und HAA-Lager. Darlegung der Anforderungen, des Vorgehens und der Ergebnis (Hauptbericht).

NTB 08-04 (2008): Vorschlag geologischer Standortgebiete für das SMA- und HAA-Lager. Geologische Grundlagen.

NTB 08-05 (2008): Vorschlag geologischer Standortgebiete für das SMA- und HAA-Lager. Begründung der Abfallzuteilung, der Barriersysteme und Anforderungen an die Geologie, Bericht zur Sicherheit und Machbarkeit.

### Nagra Arbeitsberichte (NAB)

NAB 08-48 (2008): Felsmechanische Eigenschaften möglicher Wirtgesteine für geologische Tiefenlager.

NAB 08-45 (2008): Comparative rock-mechanical modeling of ILW caverns in different host rocks.

NAB 09-07(2009): Standortunabhängige Grundlagen Anlagen und betrieb SGT-ZE/SUG 2.3 - Alternatives Ausbaukonzept („Liner concept“) für BE/HAA-Lagerstollen (Entwurf).

NAB 08-25 (2008): EWS Bohrung Oftringen – Felsmechanische Tests.

NAB 05-15 (2009): Felsmechanische Modellierungen Opalinuston im Rahmen EP-05.

### Nagra interne Berichte (NIB)

NIB 09-04 (2009): Vorschlag geologischer Standortgebiete für SMA- und HAA-Lager – Grundlagen der Umsetzung der Indikatoren Tiefenlage unter Terrain im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit sowie Gesteinsfestigkeiten und Verformungseigenschaften (Bericht zu Behördenanfrage)

NIB 03-08 (2003): Opalinuston – Felsmechanische Untersuchungen.

NIB 00-51(2000): Enlager BE/HAA/LMA – Opalinuston Konzeptstudie Anlagen und Betrieb. Felsmechanische Berechnungen und Dimensionierung der Ausbruchsicherung zum Nachweis der baulichen Machbarkeit.

Nagra Aktennotiz (AN)

AN 09-269 (2009): Felsmechanisch relevante Eigenschaften von Trennflächen in Opalinuston (Entwurf)

SIA Empfehlungen und Normen:

SIA Empfehlung 199 (1998): Erfassen des Gebirges im Untertagebau. SIA Empfehlung Nr. 199. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

SIA Norm 198 (2004): Untertagebau Ausführung. SIA Norm Nr. 198. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Fachliteratur:

Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974): Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics, Vol. 6, 189-236.

Bewick, R.P. & Kaiser, P.K. (2009): Influence of Rock Mass Anisotropy on Tunnel Stabilities. ROCHENG09: Proceedings of the 3<sup>rd</sup> CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto (Ed: M. Diederichs and G. Grasselli).

Bienawski, Z.T. (1976): Rock mass classification in rock engineering. In: Exploration of rock engineering, proc. Of the symp, (ed. Bienawski Z.T.) 1, 97-106, Cape Town.

Jacobi, O. (1981): Praxis der gebirgsbeherrschung, Verlag Glückauf, Essen.

Kirsch, G. (1898): Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. Veit. Ver. Deut. Ing., Vol. 42, No. 28, S. 797-807.

Martin, C.D. & Lanyon, G.W. (2002): EDZ in Clay Shale: Mont Terri Techn. Rep. TR 2001-01.

Martin, C.D., Kaiser, P.K. & McCreath, D.R. (1999): Hoek-Brown Parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Canadian Geotechnical Journal 36/1.

Matthew, A.P. & Diederichs M.S. (2009): Tunnelling in horizontally laminated ground. ROCHENG09: Proceedings of the 3<sup>rd</sup> CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto (Ed: M. Diederichs and G. Grasselli).

Okland, D. & Cook, J.M. (1998): Bedding-related borehole instability in high-angle wells. Eurock '98, Trondheim, Norway. Proc. SPE/ISRM 47285.

Ortlepp, W.D. (1997): Rock Fracture and Rockburst – An Illustrative Study. The South African Inst. Of Mining and Metallurgy, Monograph Ser. M9, Johannesburg.

Yong, S. (2008): A three-Dimensional Analysis of Excavation-Induced Perturbations in the Opalinus Clay at the Mont Terri Rock Laboratory. PhD Dissertation ETH Zuerich No. 17575.

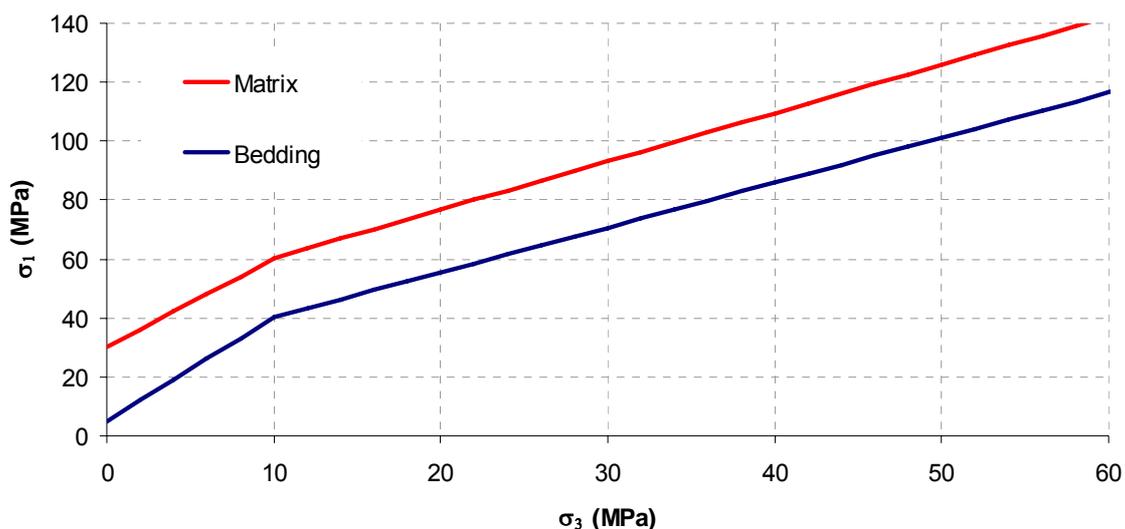
Zürich den 06.11.2009

**Anhang A.1: Beschreibung des numerischen Modells**

CODE:	FLAC 2D; plane strain (Finite Differenzen)
Geologie:	Intakter Opalinuston
HM Kopplung:	Gekoppelte, undrainierte Berechnung; Körner inkompressibel (Biot-Koeffizient = 1.0); Zugfestigkeit Wasser: 0 (keine negativen Porenwasserdrücke zugelassen); water bulk modulus: 2 GPa; Porosität: 11%
Modellsequenzen:	Schrittweise Entlastung am Ausbruchrand (Stützkraftverfahren); Entlastung 0...100% (in 10% Schritten)
Ausbauwiderstand:	kein Ausbau berücksichtigt
Stoffmodell:	linear elastisches, bi-lineares strain hardening / softening Model
Stoffparameter:	siehe untenstehende Tabelle
Modellausdehnung:	50x50 m
Diskretisierung:	0.1x0.1m Nahfeld (15x15m um Holraum); 0.5x0.5m Fernfeld (siehe Abbildungen im Anhang A.2)
Tunneldurchmesser:	kreisrunder Querschnitt mit 2.5m Durchmesser
Überdeckung:	400...900m (in 100m Schritten)
Primärspannungsverhältnisse:	$k_0=0.9$ & $1.1$
Porenwasserdrücke:	entsprechend Überlagerungshöhe
Mechanische Randbedingung:	Verschiebungen an den Rändern fixiert; im Vergleich zu Spannungsrandbedingungen (wie in den Modellrechnungen der Nagra verwendet) stellen sich bei fixierten Rändern erfahrungsgemäss geringere Verformungen ein.
Hydraulische Randbedingung:	Porenwasserdrücke an den Rändern fixiert (Dirichlet, 1 <sup>st</sup> type boundary condition)

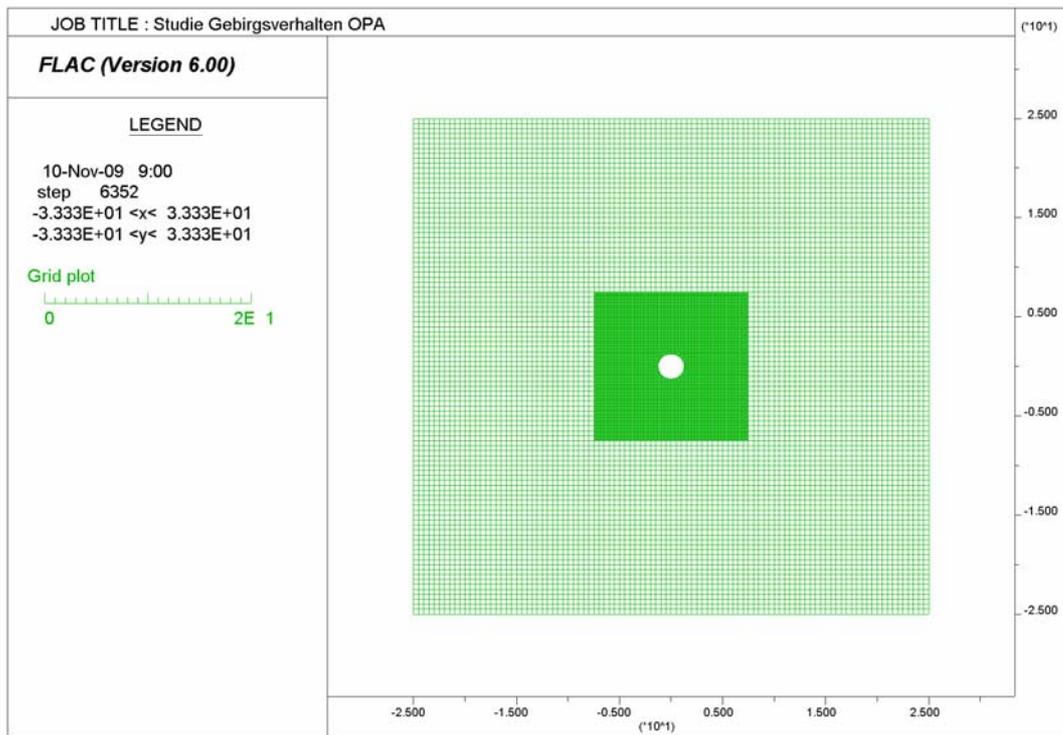
**Anhang A.2: Mechanische Eigenschaften des Opalinuston**

<b>Elastische Eigenschaften</b>			
Density	d	2550	kg/m <sup>3</sup>
E-Modul	E	7	GPa
Poissonzahl	$\nu$	0.27	-
<b>Festigkeit der Matrix (m)</b>			
Zugfestigkeit (tension-cut-off)	$t_{mp}$	2.5	MPa
Restzugfestigkeit	$t_{mr}$	0.25	MPa
Spitzenreibungswinkel (I)	$\Phi_{mp(I)}$	30	°
Spitzenkohäsion (I)	$c_{mp(I)}$	8.7	MPa
Restreibungswinkel (I)	$\Phi_{mr(I)}$	29	°
Restreibungkohäsion (I)	$c_{mr(I)}$	4.3	MPa
Spitzenreibungswinkel (II)	$\Phi_{mp(II)}$	14	°
Spitzenreibungswinkel (II)	$c_{mp(II)}$	17.2	MPa
Restreibungswinkel (II)	$\Phi_{mr(II)}$	13	°
Restreibungkohäsion (II)	$c_{mr(II)}$	16.0	MPa
<b>Festigkeit entlang der Schichtung (j)</b>			
Zugfestigkeit (tension-cut-off)	$t_{jp}$	1.2	MPa
Restzugfestigkeit	$t_{jr}$	0.12	MPa
Spitzenreibungswinkel (I)	$\Phi_{jp(I)}$	34	°
Spitzenkohäsion (I)	$c_{jp(I)}$	1.3	MPa
Restreibungswinkel (I)	$\Phi_{jr(I)}$	33	°
Restreibungkohäsion (I)	$c_{jr(I)}$	0.7	MPa
Spitzenreibungswinkel (II)	$\Phi_{jp(II)}$	12	°
Spitzenreibungswinkel (II)	$c_{jp(II)}$	10.1	MPa
Restreibungswinkel (II)	$\Phi_{jr(II)}$	11	°
Restreibungkohäsion (II)	$c_{jr(II)}$	5.0	MPa
Akkumulierte Scherdehnung zum Erreichen der Restfestigkeit	$\epsilon$	5 <sup>-3</sup>	

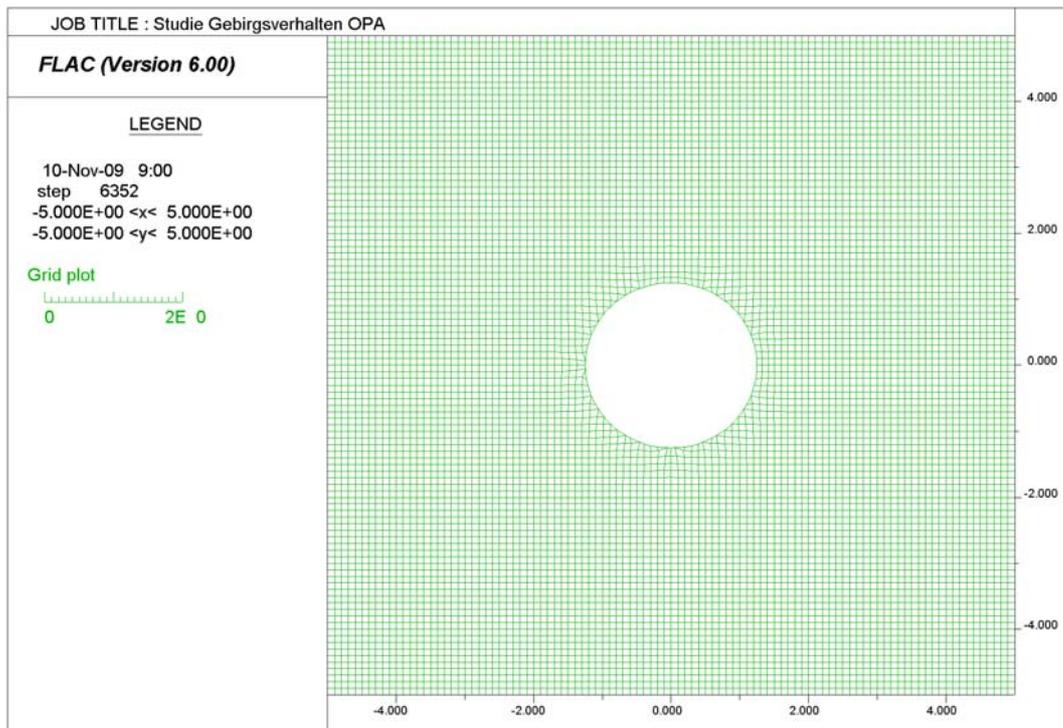


Bi-lineares Bruchkriterium des Opalinustons dargestellt im Hauptspannungsdiagramm.

### Anhang A.3: Modellausdehnung und Diskretisierung

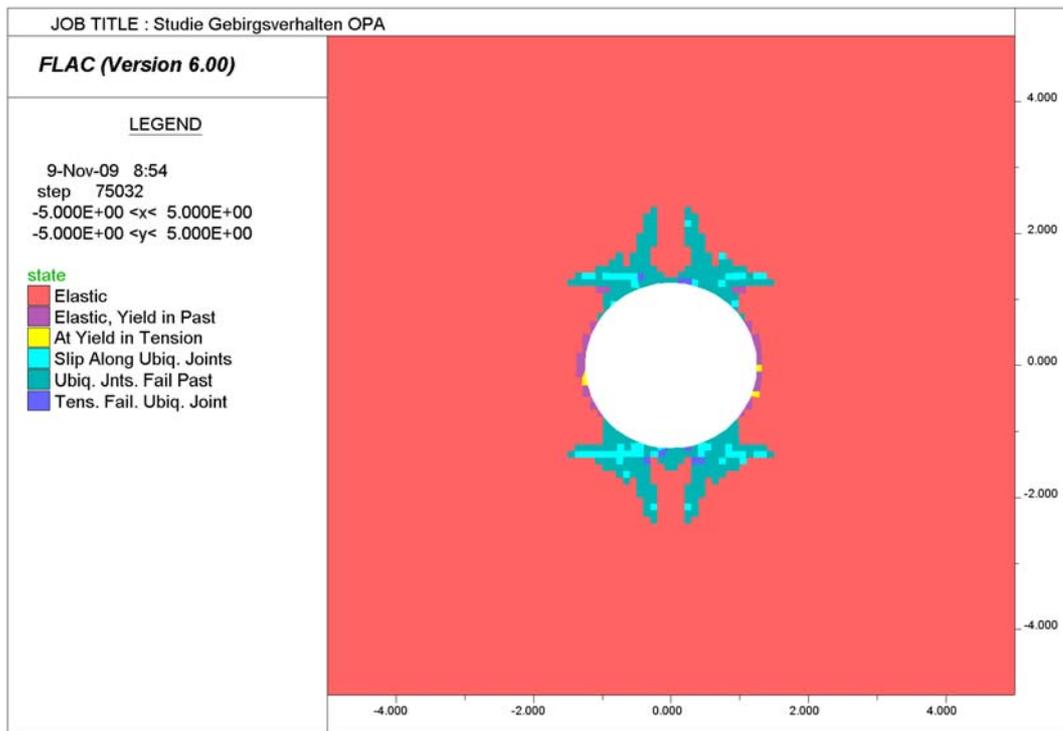


### Modellausdehnung und Diskretisierung (Fern- und Nahfeld)

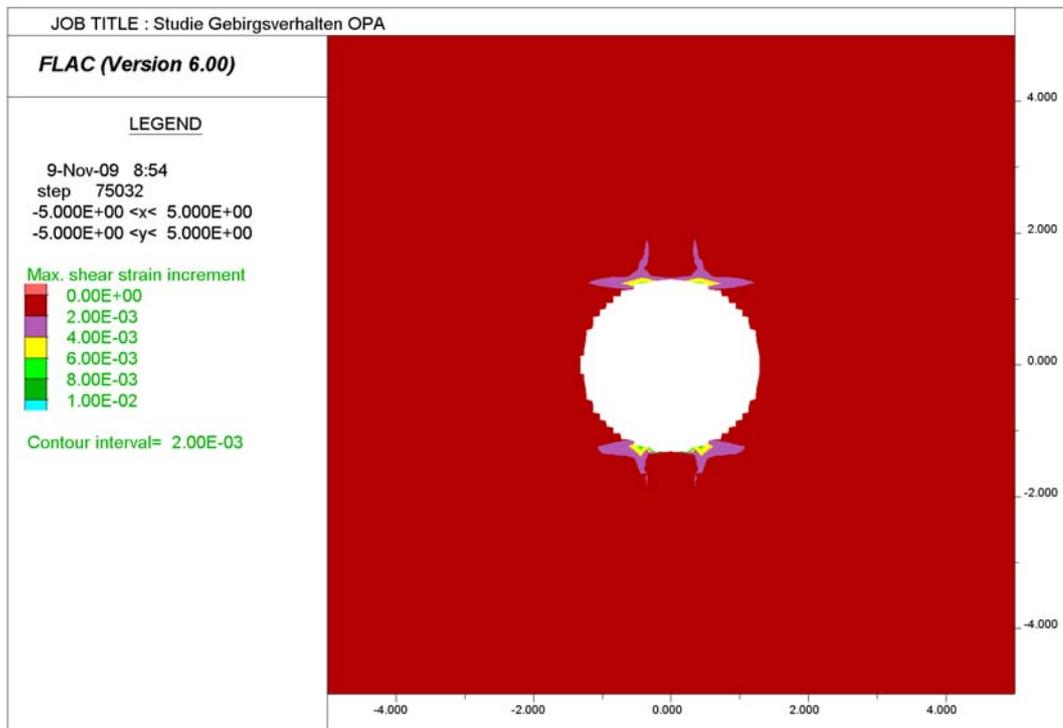


### Diskretisierung Nahfeld

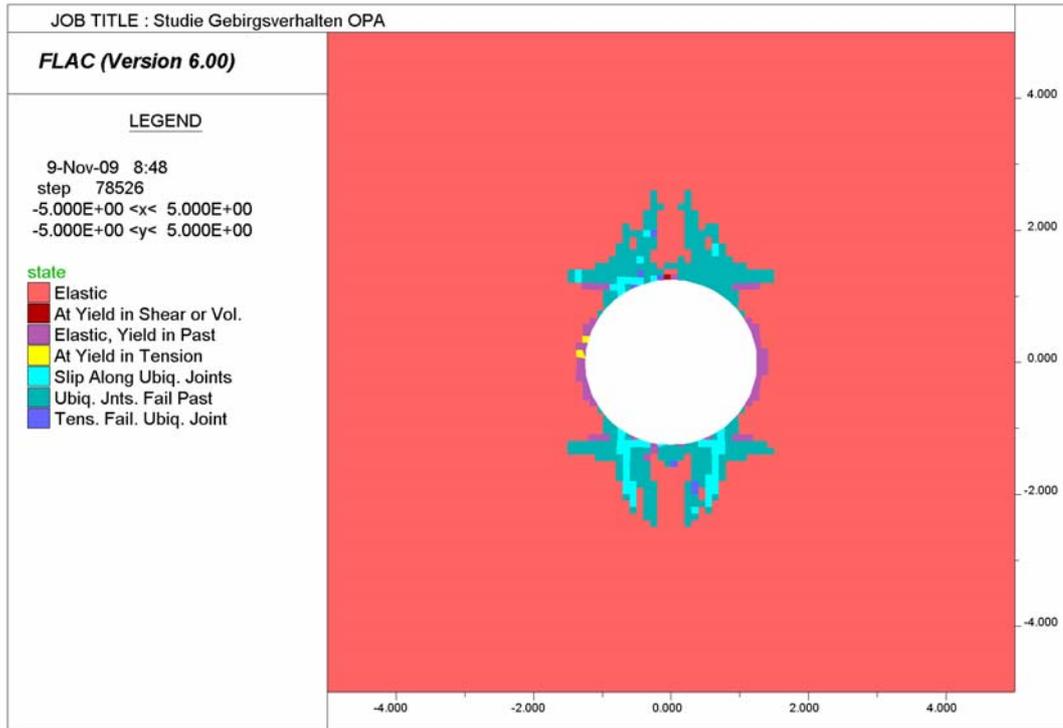
**Anhang B.1: Ergebnisse der Modellrechnungen für  $k_0=0.9$**



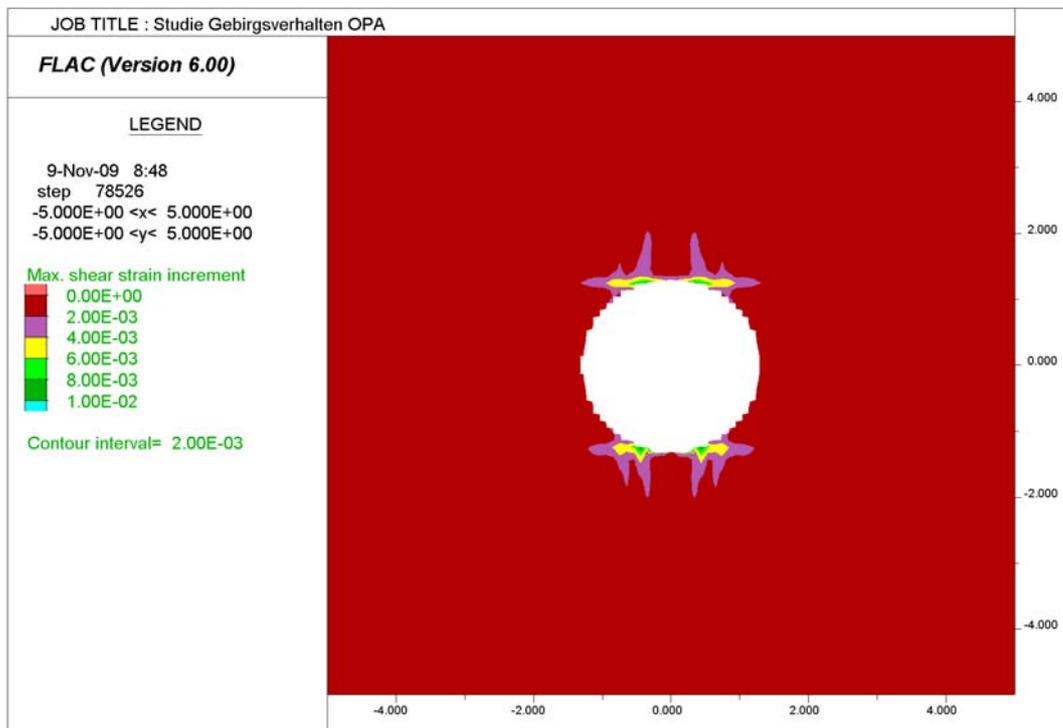
Bruchmodi, 400m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung



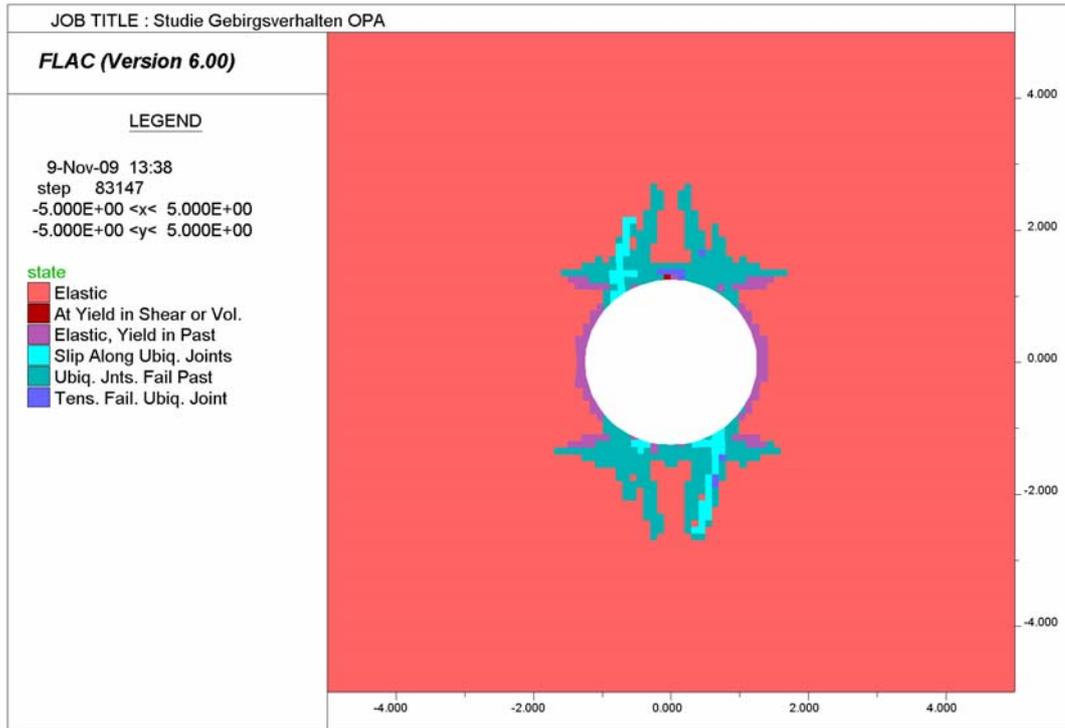
Konturen der maximalen Scherdehnung, 400m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung



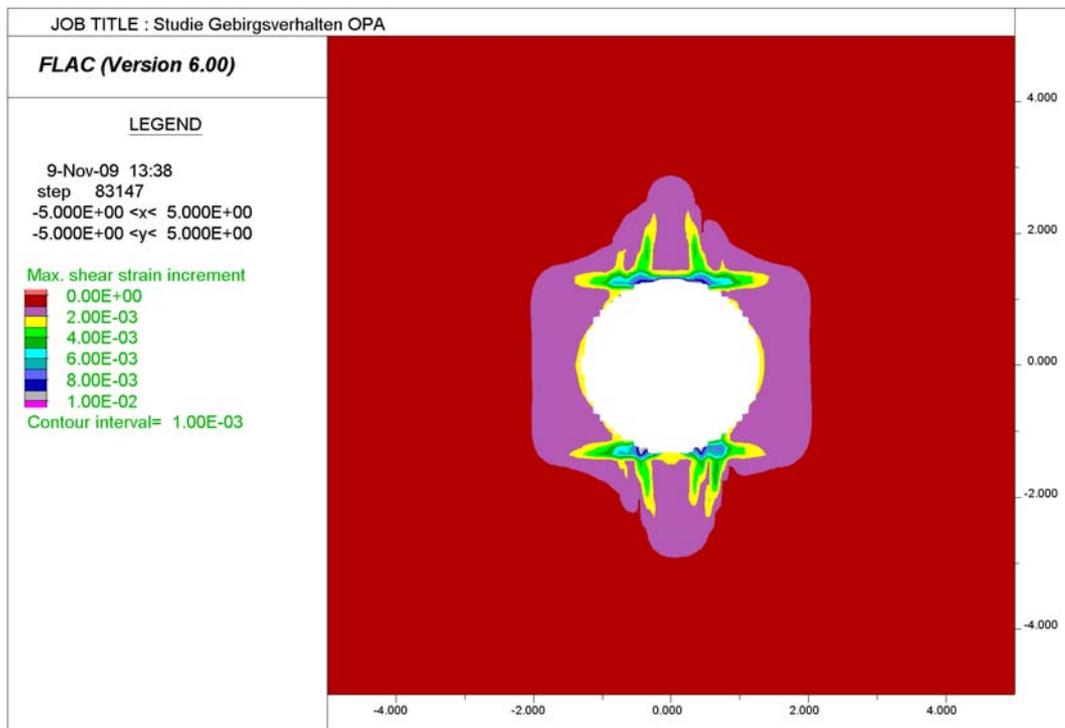
Bruchmodi, 500m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung



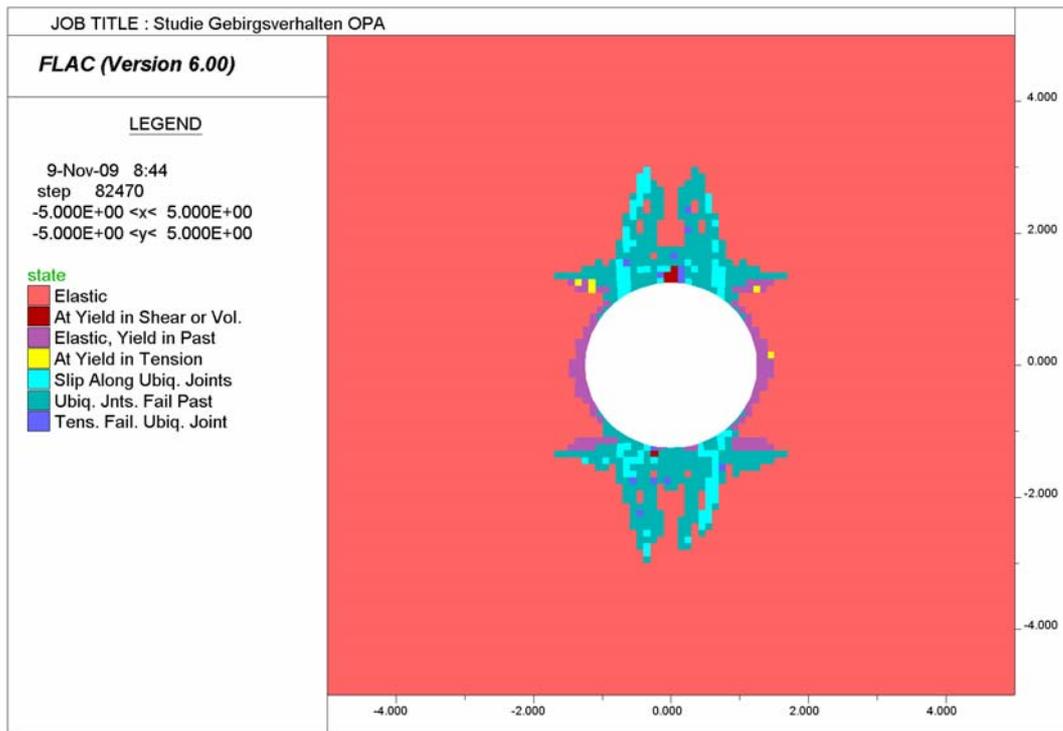
Konturen der maximalen Scherdehnung, 500m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung



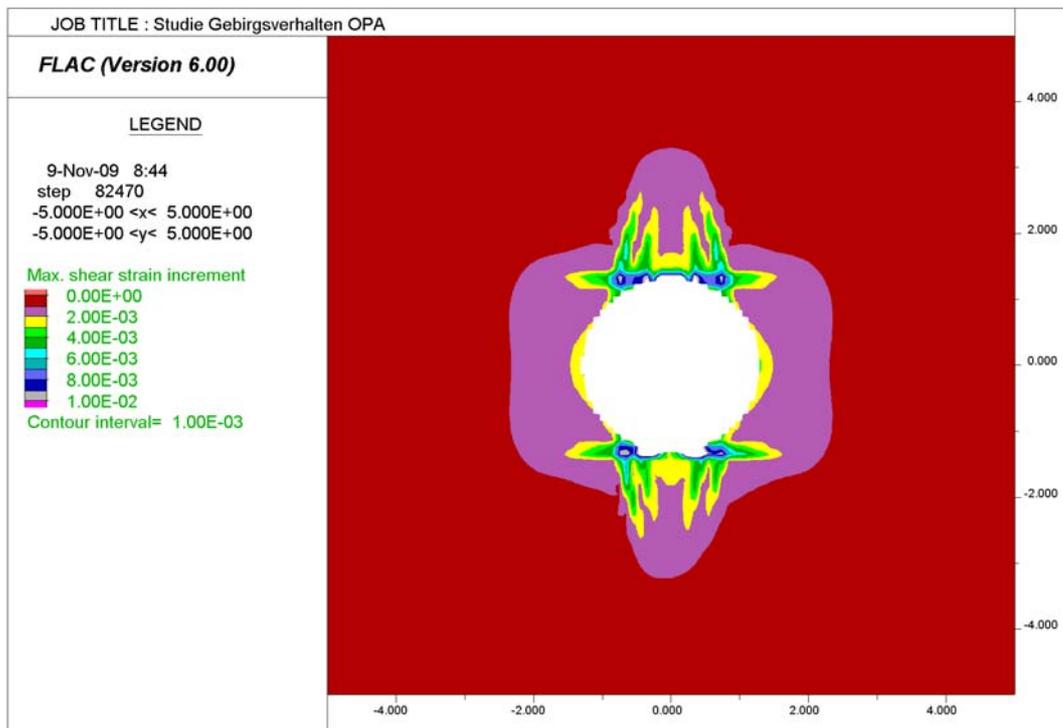
Bruchmodi, 600m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung



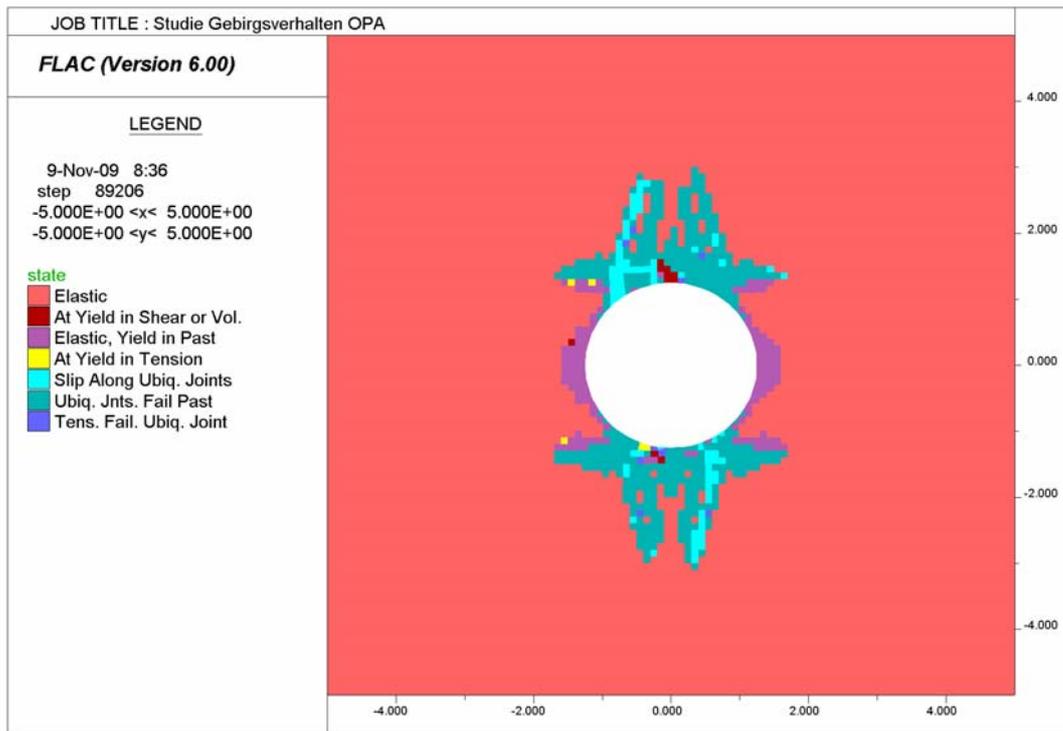
Konturen der maximalen Scherdehnung, 600m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung



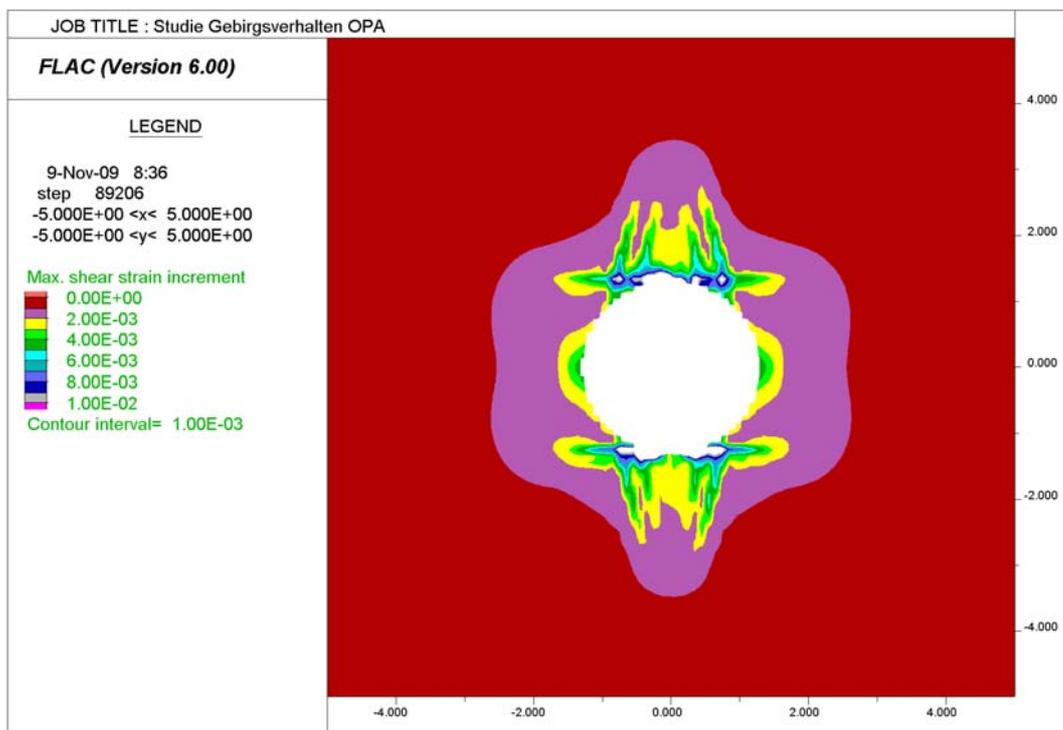
Bruchmodi, 700m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung



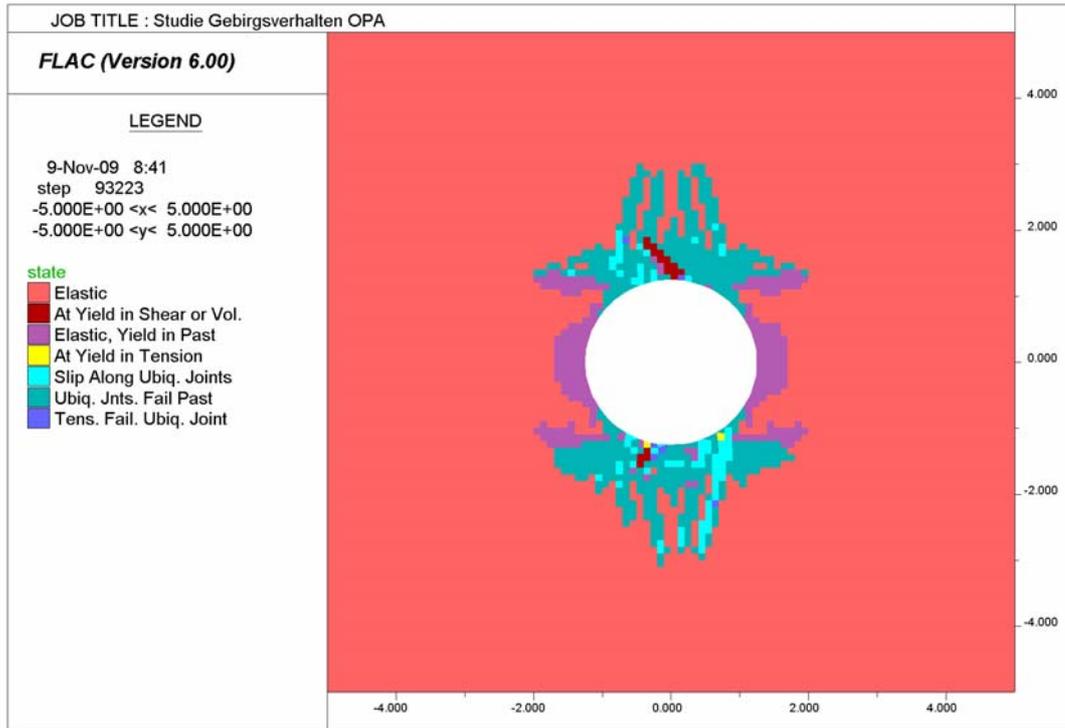
Konturen der maximalen Scherdehnung, 700m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung



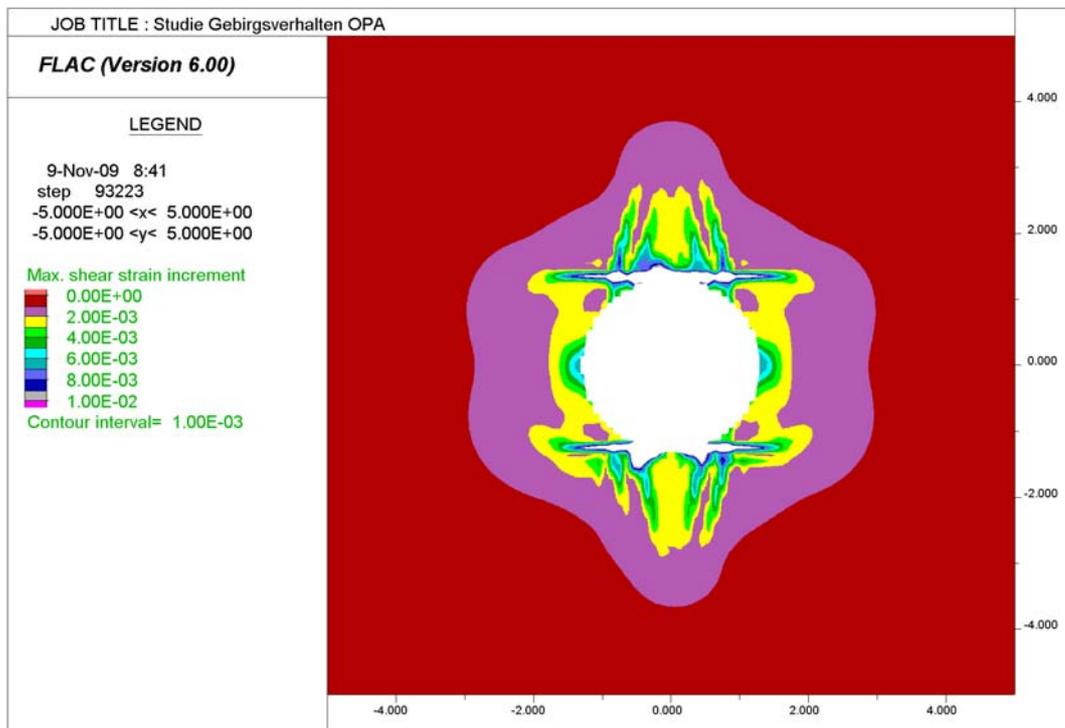
Bruchmodi, 800m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung



Konturen der maximalen Scherdehnung, 800m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung

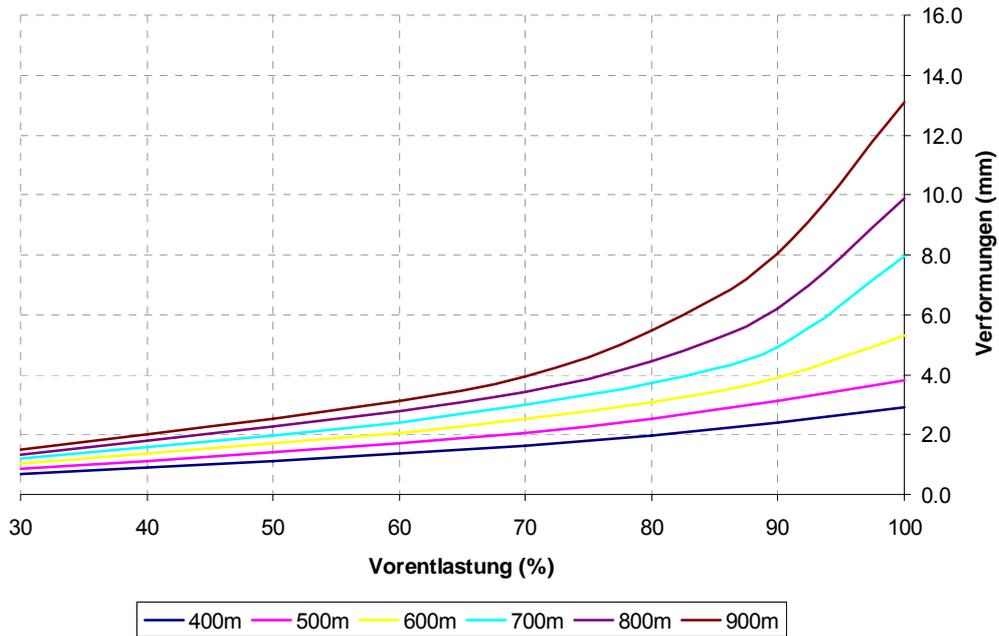


Bruchmodi, 900m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung



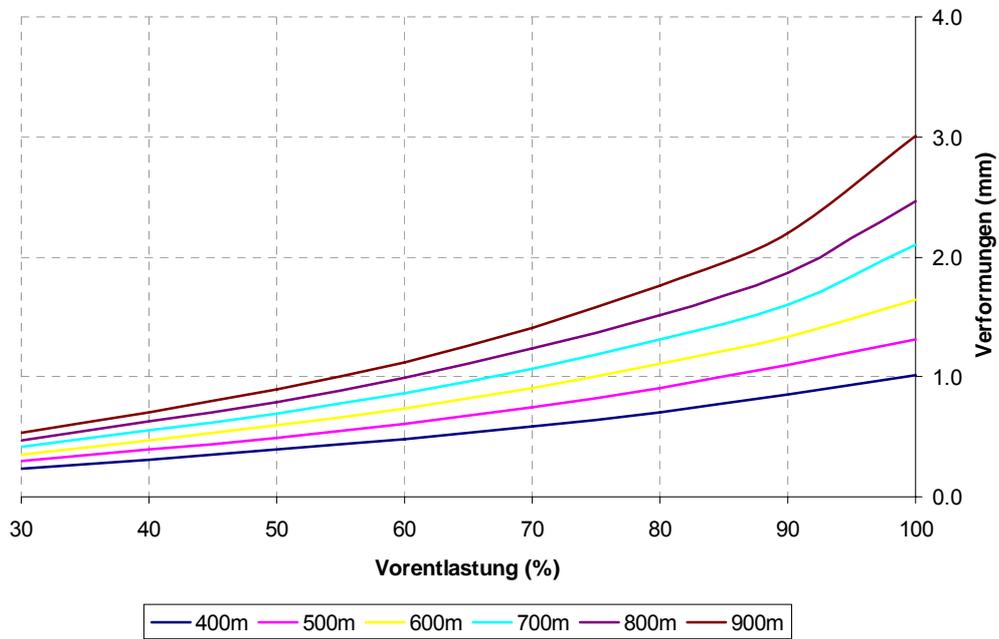
Konturen der maximalen Scherdehnung, 900m Überdeckung,  $k_0=0.9$ , 100% Vorentlastung

### Crown Displacement

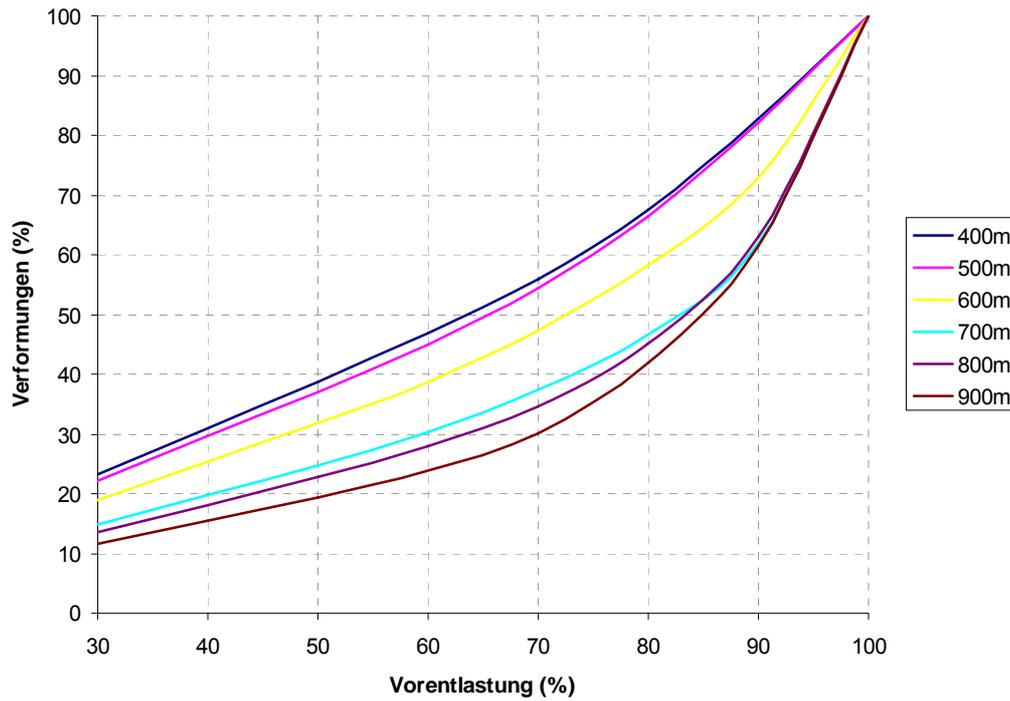


Totale Verschiebungen der Tunnelfirste ( $k_0=0.9$ ) gegenüber der Vorentlastung.

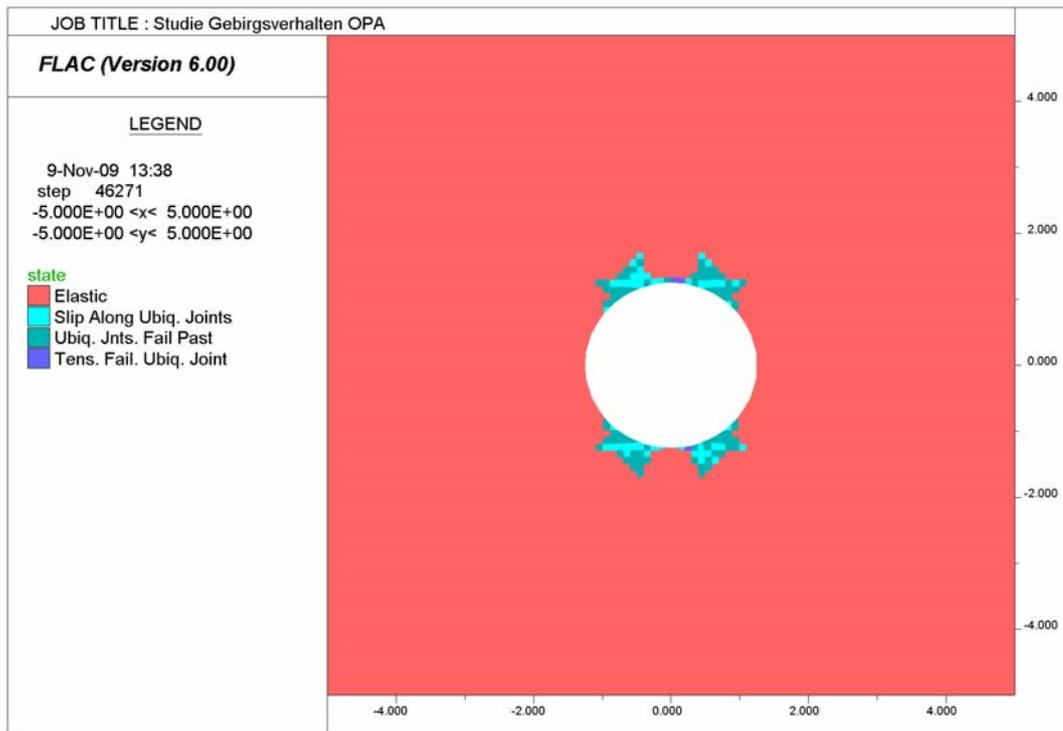
### Sidewall Displacement



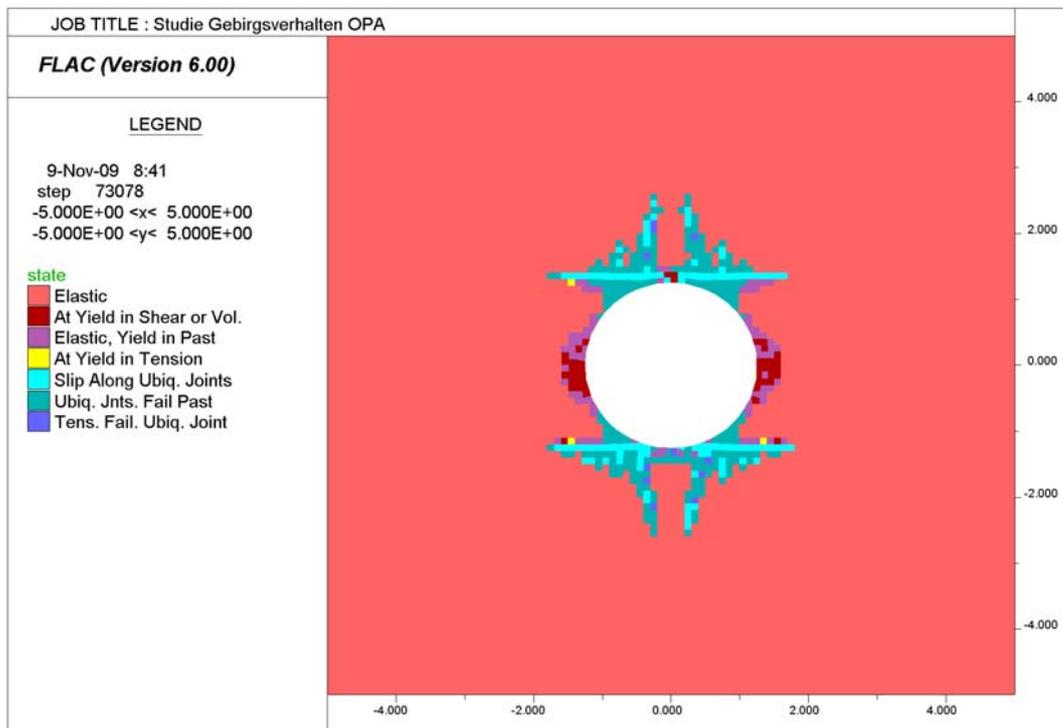
Totale Verschiebungen der Ulmen ( $k_0=0.9$ ) gegenüber der Vorentlastung.



Normalisierte Verschiebungen (normalisiert bezüglich der maximalen Verformung) an der Tunnel Firste gegenüber der Vorentlastung ( $k_0=0.9$ ). Wird angenommen, dass 50% der Verformungen vor der Ortbrust stattfinden, so ergibt sich eine Vorentlastung zwischen rund 60% (bei 400m Überlagerung), rund 70% (bei 600m Überdeckung) und rund 90% (bei 900m Überlagerung).

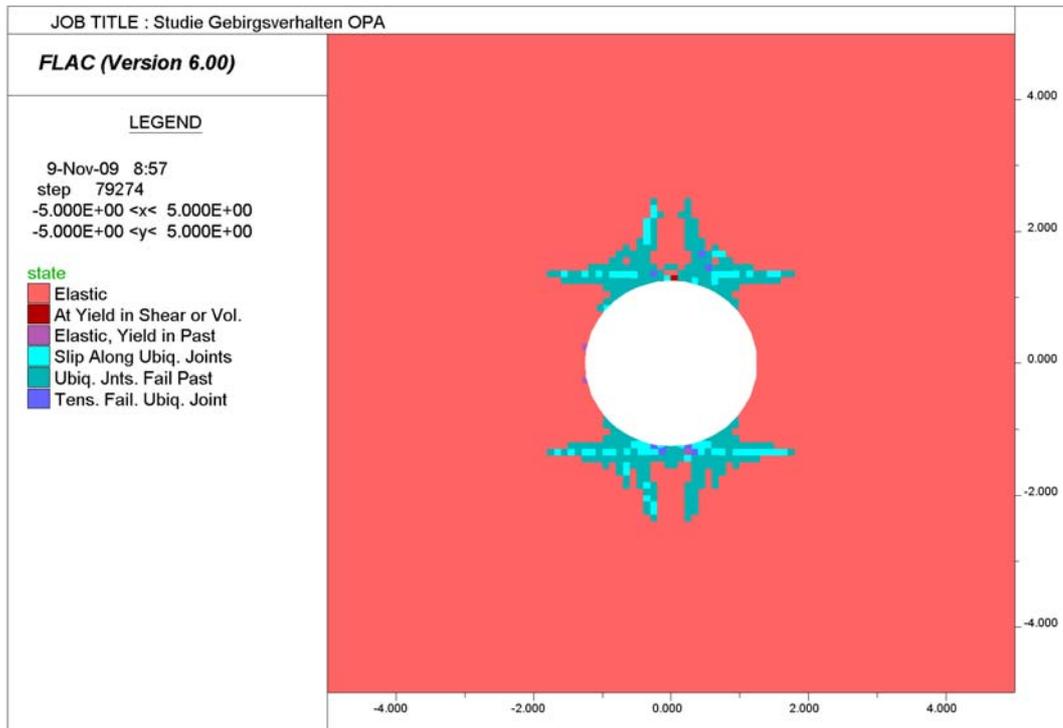


Buchmodi bei 70% Vorentlastung; 600m Überdeckung,  $k_0=0.9$

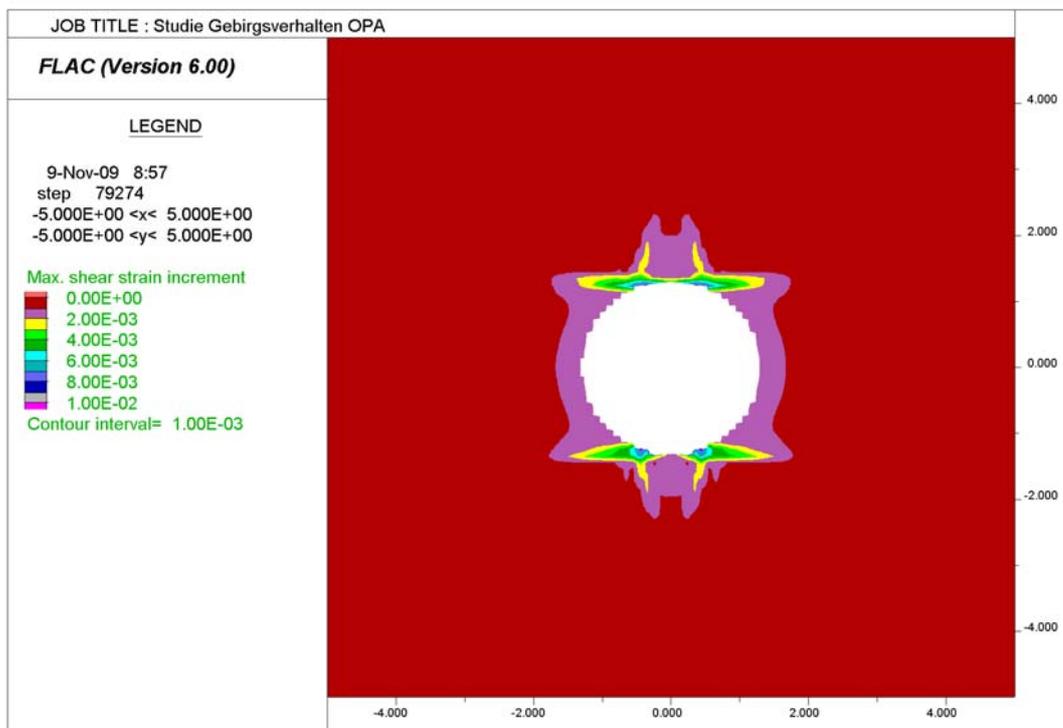


Buchmodi bei 90% Vorentlastung; 900m Überdeckung,  $k_0=0.9$

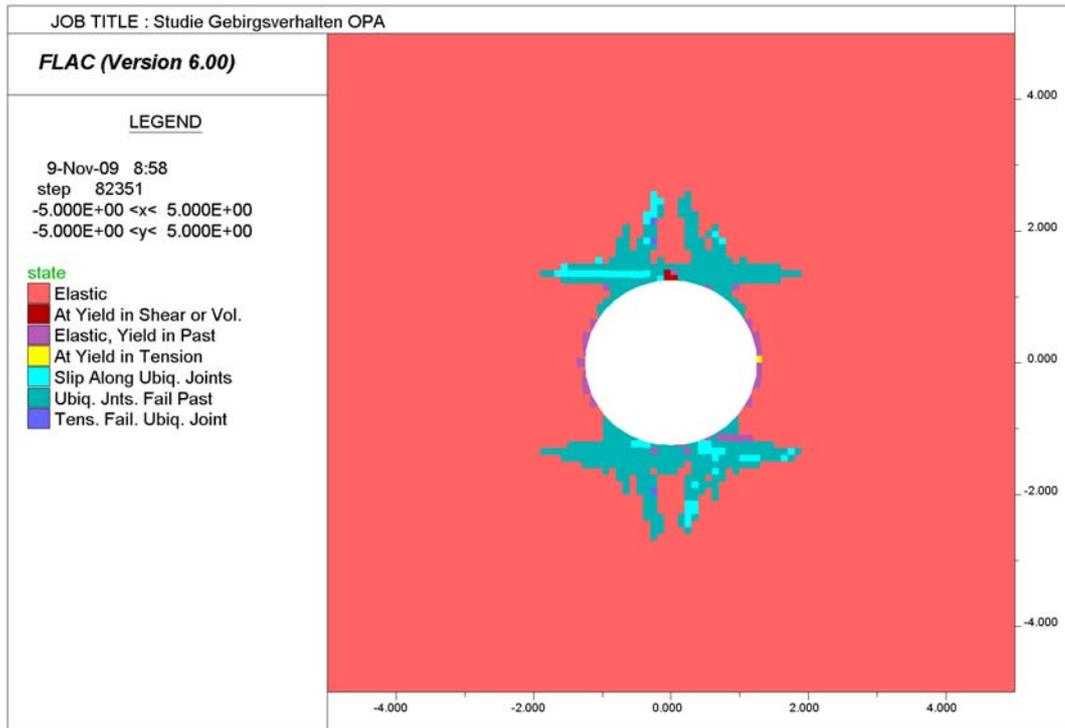
**Anhang B.2: Ergebnisse der Modellrechnungen für  $k_0=1.1$**



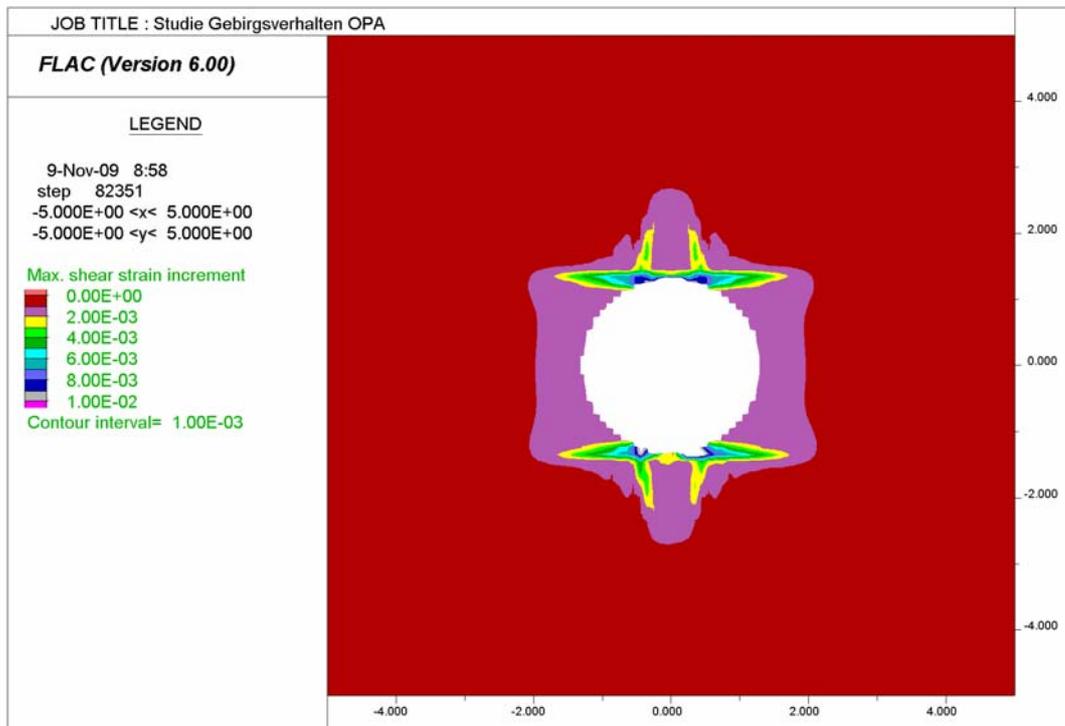
Bruchmodi, 400m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung



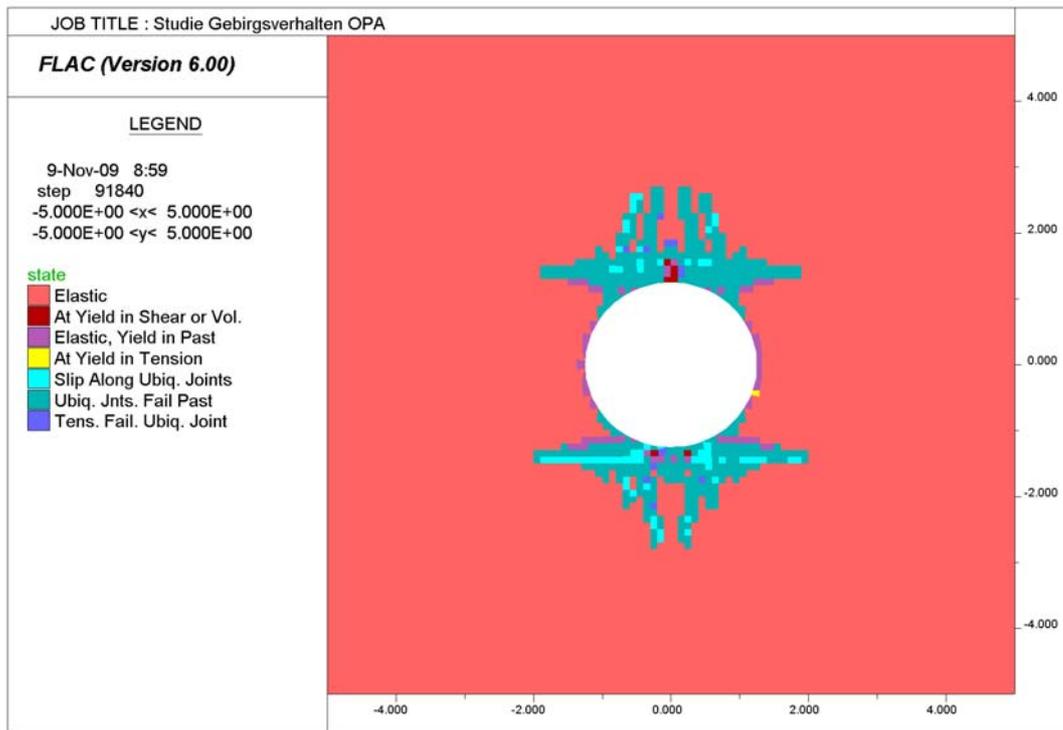
Konturen der maximalen Scherdehnung, 400m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung



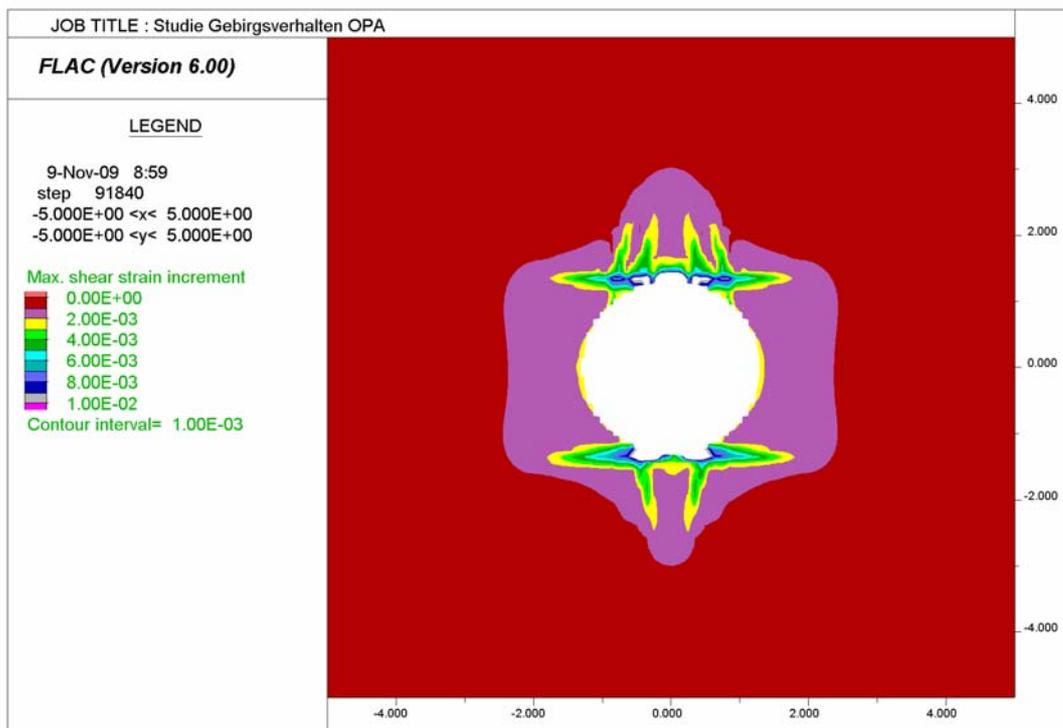
Bruchmodi, 500m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung



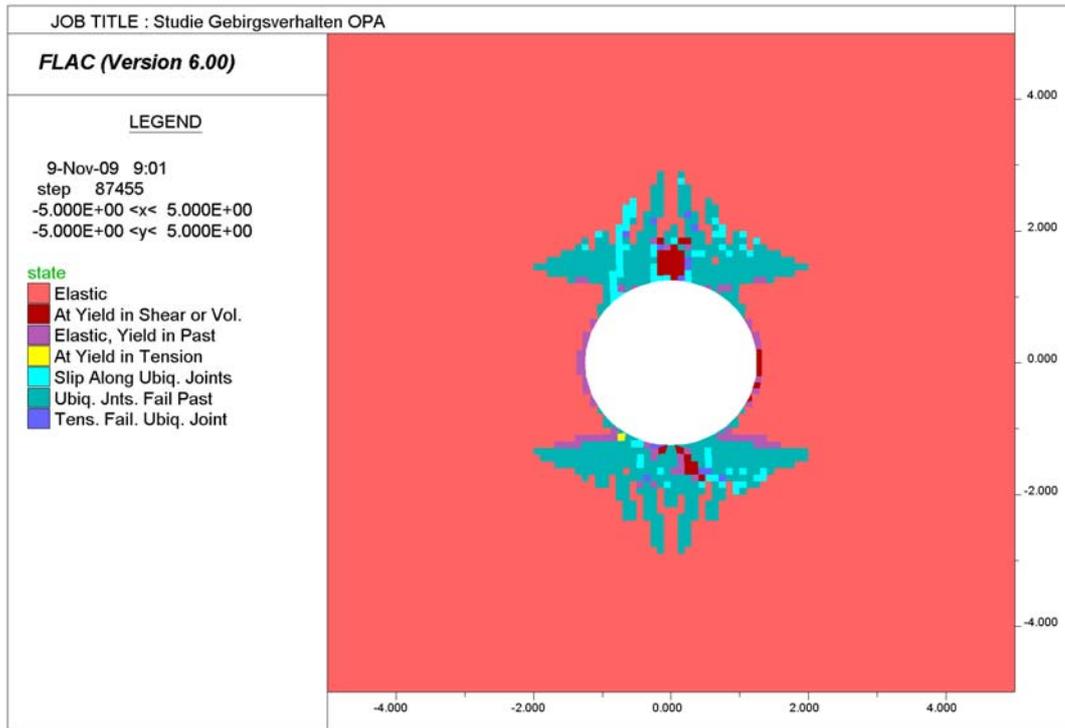
Konturen der maximalen Scherdehnung, 500m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung



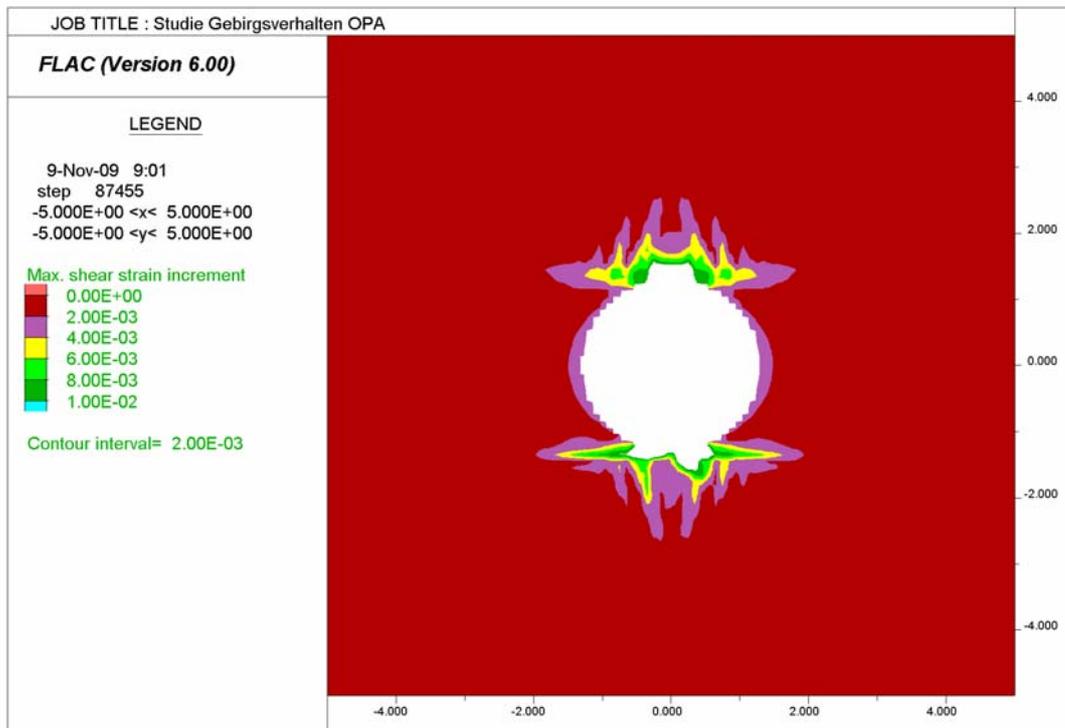
Bruchmodi, 600m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung



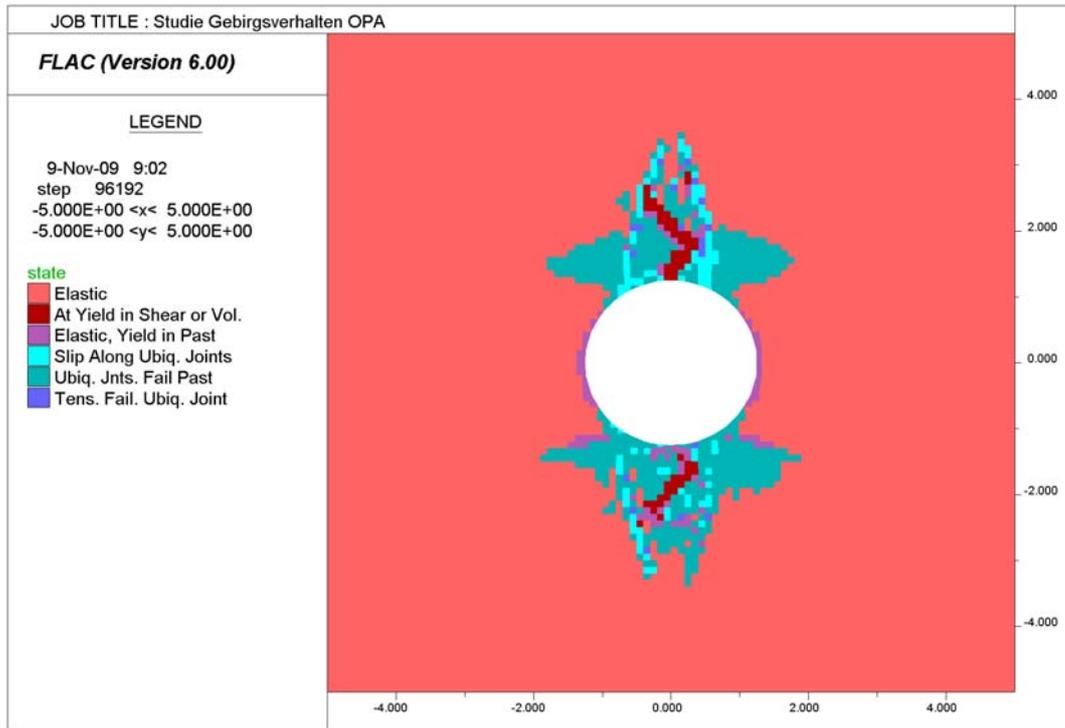
Konturen der maximalen Scherdehnung, 600m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung



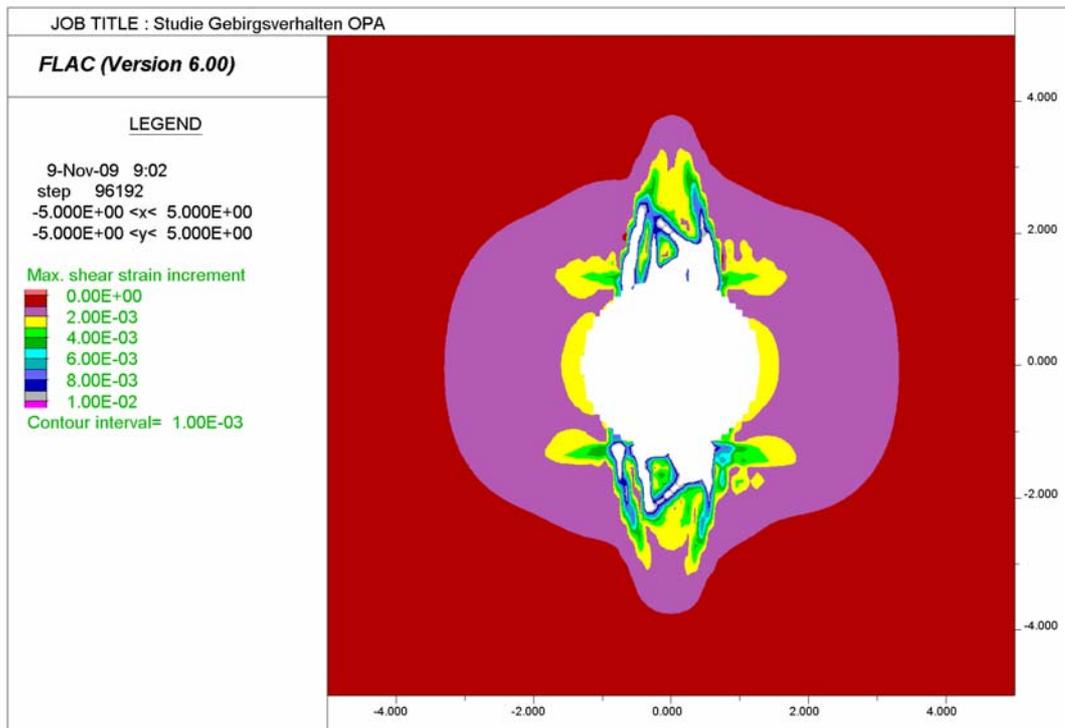
Bruchmodi, 700m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung



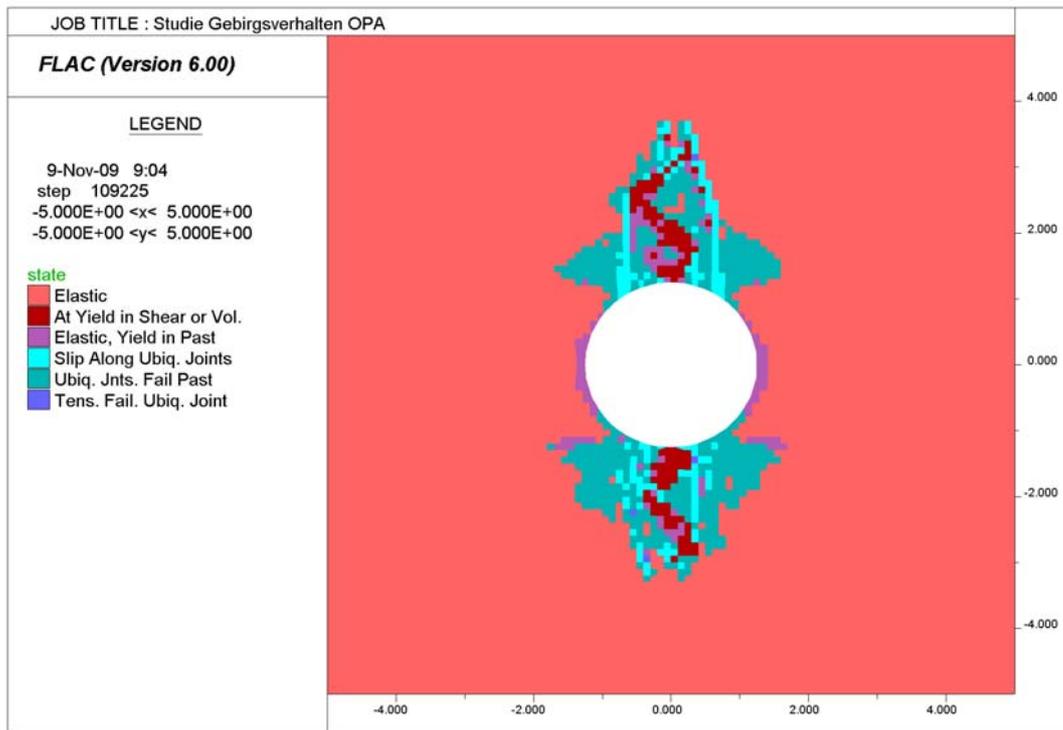
Konturen der maximalen Scherdehnung, 700m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung



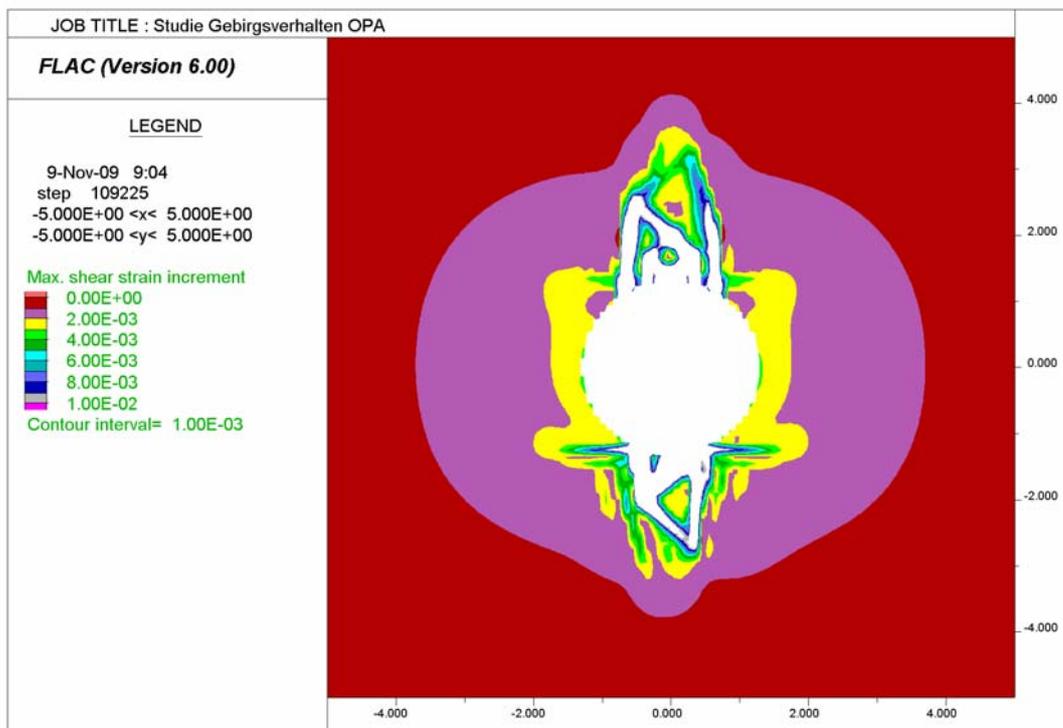
Bruchmodi, 800m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung



Konturen der maximalen Scherdehnung, 800m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung

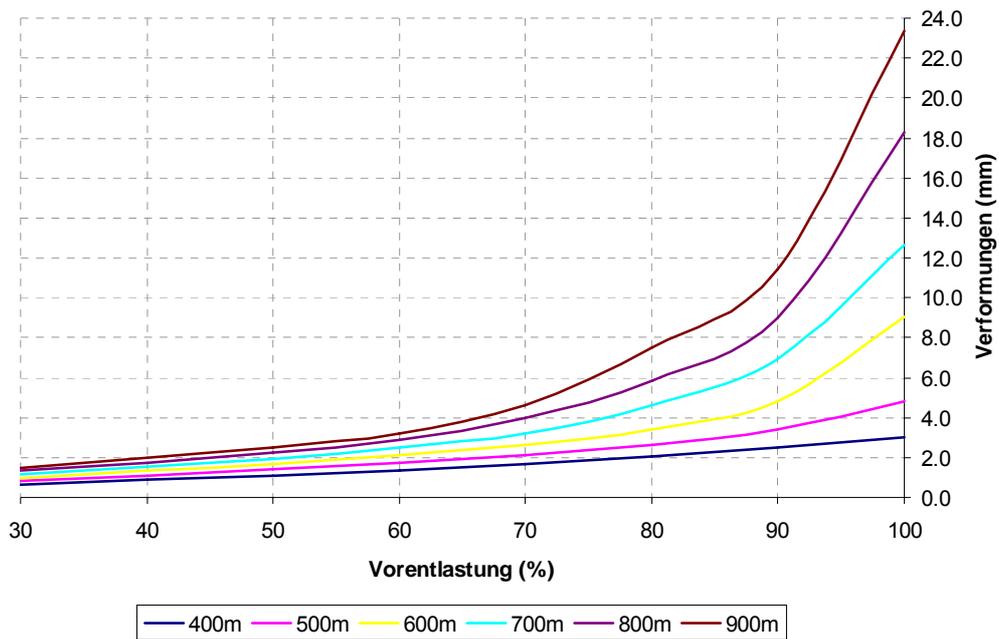


Bruchmodi, 900m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung



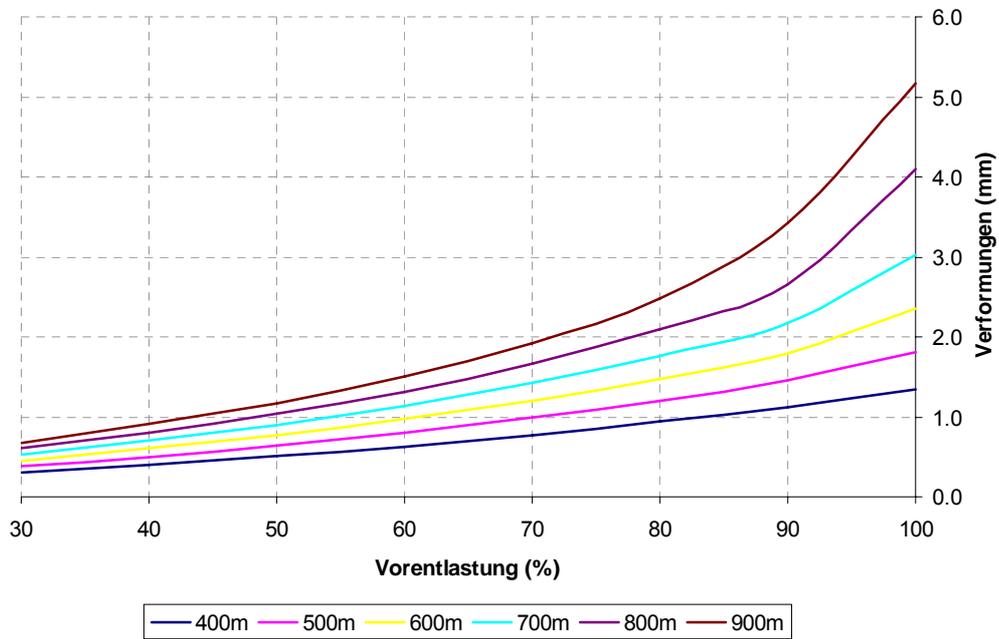
Konturen der maximalen Scherdehnung, 900m Überdeckung,  $k_0=1.1$ , 100% Vorentlastung

### Crown Displacement

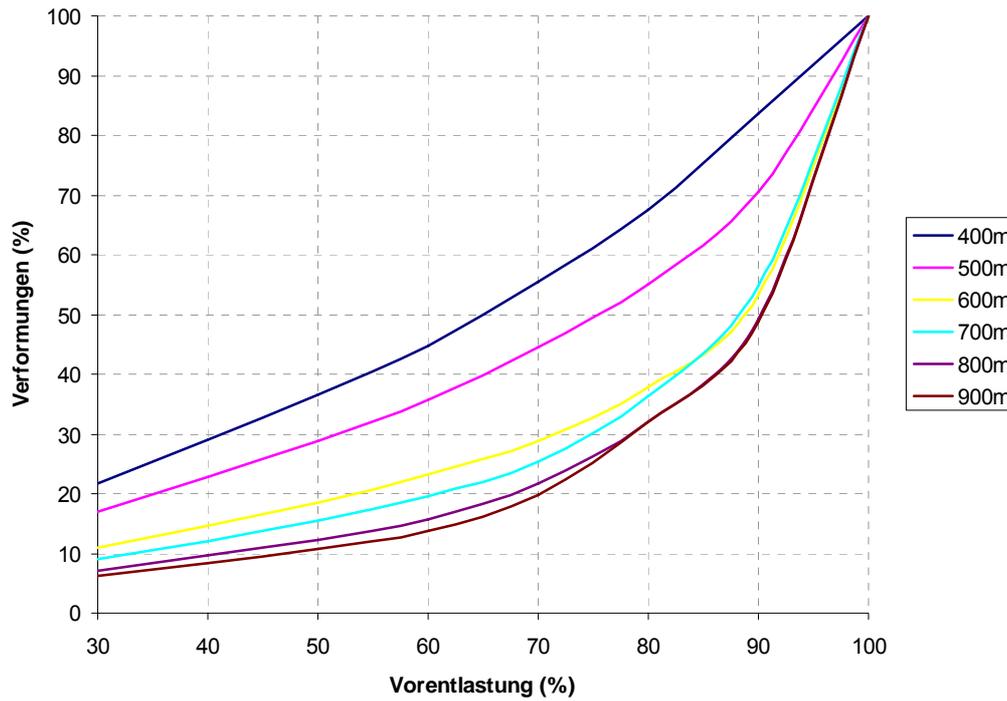


Totale Verschiebungen der Tunnelfirste ( $k_0=1.1$ ) gegenüber der Vorentlastung.

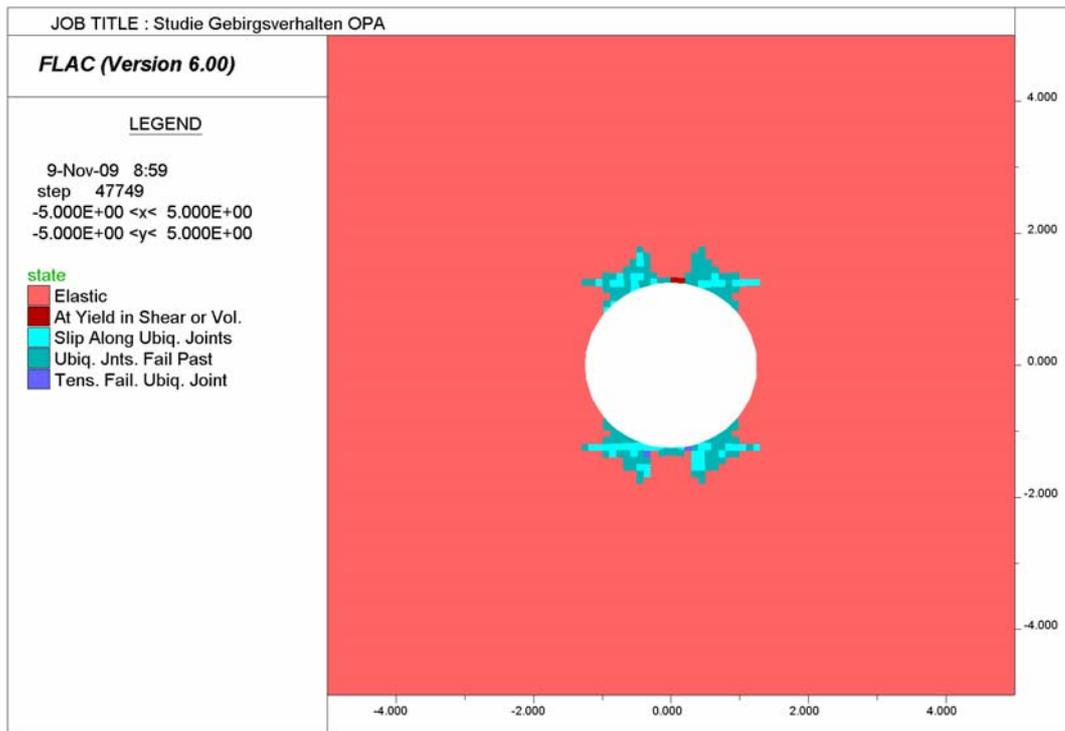
### Sidewall Displacement



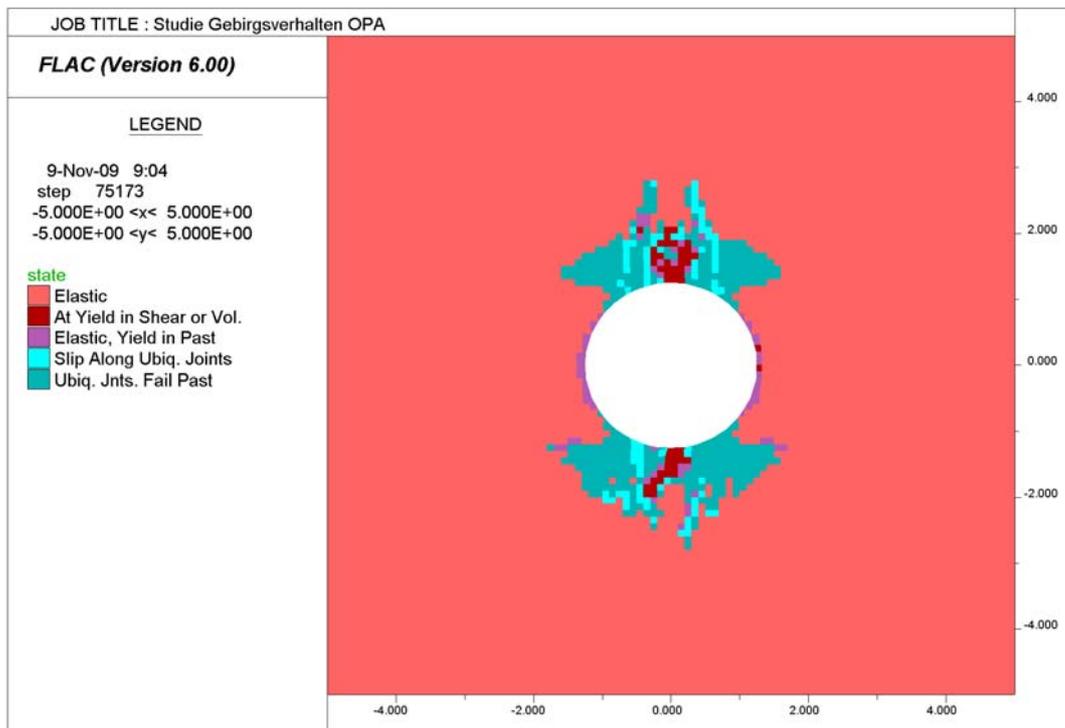
Totale Verschiebungen der Ulmen ( $k_0=1.1$ ) gegenüber der Vorentlastung.



Normalisierte Verschiebungen (normalisiert bezüglich der maximalen Verformung) an der Tunnel Firste gegenüber der Vorentlastung ( $k_0=1.1$ ). Wird angenommen, dass 50% der Verformungen vor der Ortbrüst stattfinden, so ergibt sich eine Vorentlastung zwischen rund 70% (bei 400m Überlagerung) und rund 90% (bei 900m Überlagerung).



Buchmodi bei 70% Vorentlastung; 600m Überdeckung,  $k_0=1.1$



Buchmodi bei 90% Vorentlastung; 900m Überdeckung,  $k_0=1.1$

ENSI 33/065

**Herausgeber:** Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat (ENSI), CH-5200 Brugg  
Telefon +41(0)56 460 84 00, Telefax +41(0)56 460 84 99

**Zu beziehen bei:** Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat (ENSI), Informationsdienst, Industriestrasse 19, CH-5200 Brugg  
oder per E-Mail [Infodienst@ensi.ch](mailto:Infodienst@ensi.ch)  
Abrufbar unter [www.ensi.ch](http://www.ensi.ch)