

Beurteilung der bautechnischen Machbarkeit eines geologischen Tiefenlagers für BE/HAA und LMA und der durch das Lager induzierten Prozesse

Projekt Opalinuston Zürcher Weinland der Nagra

Expertenbericht zuhanden der HSK

Impressum

Erstelldatum: Februar 2005
letzte Änderung: 23. März 2005
Autoren: Dr. P. Hufschmied, H.-J. Stech, W. Pöhler, M. Folly, S. Knobel
Auftragsnummer: BE.N.98146.500.1

Datei: Emch-Berger-AbschlBeri_V9_End.doc
Seitenzahl: 87

Y:\Emch-Berger-AbschlBeri_V9_End.doc

© **Copyright** **Emch+Berger AG Bern**

Inhaltsverzeichnis		Seite
1	Veranlassung	1
2	Aufgabenstellung	1
3	Vorgehensweise	3
4	Überblick zur vorgeschlagenen Anlage für das geologische Tiefenlager	4
4.1	Konzept und Layout des Tiefenlagers	4
4.2	Elemente des Lagers	4
4.3	Anstehende Geologie	6
5	Beurteilung der hydraulischen und felsmechanischen Messungen und der daraus abgeleiteten Datensätze	7
5.1	Hydraulische Eigenschaften des Opalinustons	7
5.1.1	Wasserdurchlässigkeit	7
5.1.2	Hydraulisches Potenzial	8
5.2	Felsmechanische Eigenschaften des Opalinustons	9
5.2.1	Porosität und Trockendichte	9
5.2.2	Deformations- und Bruchverhalten	10
5.3	Gebirgsspannungen und ihre Bedeutung für den Lagerbau	11
5.4	Selbstabdichtungsvermögen des Opalinustons	13
5.5	Schlussfolgerungen	13
6	Beurteilung thermisch-hydraulisch-mechanisch gekoppelter Prozesse und deren Modellierung	15
6.1	Zentrale Fragestellungen	15
6.2	Parameter	16
6.2.1	Wärmeleitfähigkeit	16

Review Entsorgungsnachweis

6.2.2	Wärmekapazität	16
6.2.3	Thermischer Ausdehnungskoeffizient	17
6.2.4	Temperaturgradient und geothermischer Wärmefluss	17
6.3	Modellrechnungen, Wärmeproduktion der Abfälle	17
6.3.1	Ausgangslage	17
6.3.2	Geometrie und Randbedingungen	18
6.3.3	Eingabeparameter	23
6.3.4	Ausgangsspannungszustände	24
6.3.5	Gewählte Materialmodelle	25
6.4	Modellierung thermisch-mechanisch gekoppelter Prozesse	25
6.4.1	Aquifere	26
6.4.2	Temperaturprofile	27
6.4.3	Deformationen im Fernfeld	29
6.4.4	Spannungsveränderungen im Fernfeld	30
6.4.5	Deformationen auf Lagerebene	32
6.4.6	Schlussfolgerungen	35
6.5	Modellierung hydraulisch-mechanisch gekoppelter Prozesse	35
6.5.1	Beobachtete Prozesse	36
6.6	Gasausbreitung im Wirtgestein	36
6.6.1	Zusammenfassung der bisherigen Arbeiten	37
6.6.2	Massgebende Prozesse und Parameter	37
6.6.3	Berücksichtigung der Wasserzehrung bei der Stahlkorrosion	38
6.6.4	Zeitliche Abläufe	39
6.6.5	Mechanismen für den Gastransport	39
6.6.6	Schlussfolgerungen	40
6.7	Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse	41
7	Beurteilung der Bautechnischen Aspekte	43
7.1	Zentrale Fragestellungen	43
7.2	Exploration unter Tag – Bauetappe 1	44
7.2.1	Zugangstunnel	44
7.2.2	Testlager (Felslabor)	51
7.2.3	Schlussfolgerungen	51
7.3	Bau der Lageranlage – Bauetappe 2	52
7.3.1	Zentraler Bereich	52
7.3.2	Haupttunnel	54
7.3.3	Schacht und Schachtfuss	56

7.3.4	Lagertunnel LMA	59
7.3.5	Schlussfolgerungen	60
7.4	Lagerbetrieb und Bauetappe 3	60
7.4.1	Bau der Lagerzone BE/HAA	60
7.4.2	Betrieb der Anlage	63
7.4.3	Schlussfolgerungen	64
7.5	Lüftungskonzepte	64
7.5.1	Bauphase	64
7.5.2	Betriebsphase	65
7.5.3	Schlussfolgerungen	66
7.6	Oberirdische Anlagen	66
7.7	Vergleiche mit ausländischen Endlagerprojekten	66
7.7.1	Geometrien	67
7.7.2	Layout-Konzepte	67
7.8	Prognostizierte Bauzeiten	68
7.9	Bewertung	69
7.9.1	Baubetriebliche Aspekte	69
7.9.2	Sicherheitsaspekte	70
7.10	Zusammenfassende Beurteilung der bautechnischen Machbarkeit	71
8	Umsetzung der Konzeptanforderungen der EKRA	74
8.1	Pilotlager, Testlager	74
8.2	Erleichterte Rückholbarkeit	74
8.3	Langzeitüberwachung	75
8.4	Selbstverschlussbauwerke	75
8.5	Schlussfolgerungen	76
9	Zusammenfassende Beurteilung und Empfehlungen	77
10	Quellenverzeichnis	78

1 Veranlassung

Mit Datum vom 23.04.2003 beauftragte die Schweizerische Eidgenossenschaft, vertreten durch die *Hauptabteilung für die Sicherheit von Kernanlagen* (HSK) des *Bundesamtes für Energie* (BFE), die *Emch+Berger AG Bern* (E+B) mit der Unterstützung bei der Beurteilung der von der *Nationalen Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle* (Nagra) vorgelegten Daten und Analysen im Zusammenhang mit dem Entsorgungsnachweis für das Endlagerprojekt im Opalinuston. Gegenstand der Beauftragung waren folgende Punkte:

- Beurteilung der bautechnischen Aspekte
- Beurteilung hydraulischer und felsmechanischer Messungen und daraus abgeleiteter Datensätze
- Beurteilung thermisch-hydraulisch-mechanisch gekoppelter Prozesse und deren Modellierung
- Beurteilung der Gasausbreitung im Wirtgestein
- Beurteilung der Sensitivitäts- und Szenarienanalysen im Zusammenhang mit den bautechnischen Aspekten
- Beurteilung der aus EKRA resultierenden Konzeptanforderungen an die Auslegung und den Bau des geologischen Tiefenlagers

2 Aufgabenstellung

Der Bundesbeschluss vom 6. Oktober 1978 zum Atomgesetz verlangt von den Abfallverursachern die Ausarbeitung eines Projektes, das für die dauernde sichere Entsorgung und Endlagerung der radioaktiven Abfälle Gewähr bietet. Der kurz als Projekt Gewähr bezeichnete Entsorgungsnachweis soll aufzeigen, wie Endlager bzw. nach der Terminologie des neuen Kernenergiegesetzes „Geologische Tiefenlager“ für radioaktive Abfälle errichtet werden können, welche die behördlichen Sicherheitsanforderungen erfüllen und technisch realisierbar sind.

Der Entsorgungsnachweis gliedert sich in drei Teilbereiche:

- 1) der Nachweis der technischen Machbarkeit
- 2) der Sicherheitsnachweis
- 3) der Standortnachweis.

Im Jahre 1995 legte die Nagra den Behörden ein Projekt für ein Endlager im Kristallin vor (Projekt Gewähr 1985). In der Folge prüften die Behörden dieses Projekt und kamen 1988 zum Schluss, dass für die hochaktiven (HAA) und langlebigen mittelaktiven Abfälle (LMA) zwar der Nachweis der technischen Machbarkeit und Sicherheit erbracht wurde, jedoch kein Standortnachweis vorliegt. Die Betreiber der Kernkraftwerke wurden von den Behörden angehalten, die Arbeiten an einem Tiefenlager HAA/LMA weiterzuführen und die Untersuchungen auf Sedimentgesteine auszudehnen.

Nach einer systematischen Abklärung der sedimentären Wirtgesteinsoptionen, in deren Verlauf sich die Untere Süsswassermolasse und der Opalinuston herauskristallisierten, kam die Nagra zum Schluss, dass der Opalinuston zu bevorzugen sei und das Zürcher Weinland alle Grundanforderungen an das geologische Tiefenlager erfüllt. Diese Einschätzung wurde auch von den Fachbehörden (HSK) und den Fachkommissionen (KNE, KSA) geteilt.

Gestützt auf die Resultate des Projektes Opalinuston beantragt die Nagra, dem Bundesrat

- von der Erfüllung der Auflagen zum Projekt Gewähr 1985 gemäss Beschluss des Bundesrates vom 3. Juni 1988 in zustimmendem Sinne Kenntnis zu nehmen und den Entsorgungsnachweis als erbracht zu genehmigen und
- der Fokussierung künftiger Untersuchungen im Hinblick auf eine geologische Tiefenlagerung der abgebrannten Brennelemente, verglasten hochaktiven Abfälle sowie der langlebigen mittelaktiven Abfälle in der Schweiz auf den Opalinuston und das potenzielle Standortgebiet im Zürcher Weinland zuzustimmen.

Das Endlager ist als geologisches Tiefenlager gemäss den Empfehlungen der EKRA (2000) und den im neuen Kernenergiegesetz gestellten Anforderungen konzipiert. Die Realisierung ist in drei Bauetappen über einen Zeitraum von insgesamt etwa 30 Jahren angesetzt worden. Der Plan sieht vor, dass der Einlagerungsbetrieb etwa 12 Jahre nach Baubeginn aufgenommen werden soll.

Die erste Bauetappe umfasst die Erstellung des etwa 5 km langen Zugangstunnels sowie die Einrichtung eines Felslabors. In der zweiten Bauetappe ist die Auffahrung der Lageranlage vorgesehen, welche auch das Abteufen eines Entlüftungsschachtes beinhaltet. In der dritten Bauetappe ist ein Parallelbetrieb von baulicher Erweiterung des Lagerbereiches einerseits sowie Einlagerung von Abfallstoffen und Verfüllung der Lagerstollen andererseits geplant.

Anschliessend an die drei Bauetappen sind die Überwachung und der Verschluss des Hauptlagers, die Überwachung des Pilotlagers sowie der Verschluss der Gesamtanlage vorgesehen. Nach dem Konzept der EKRA ist eine lange Dauer des Offenhaltens des Lagerbereiches bis zu mehreren hundert Jahren nicht auszuschliessen. Der Entscheid zum Verschluss des Umfahrungstunnels, des Zugangs zum Pilotlager und des Zugangstunnels soll zukünftigen Generationen offen gehalten werden. Andererseits soll aus dem Offenhalten keine Gefährdung der Langzeitsicherheit erwachsen.

Der zu beurteilende Entsorgungsnachweis setzt sich im Wesentlichen aus folgenden Unterlagen der Nagra zusammen:

- NTB 02-02: Projekt Opalinuston, Konzept für die Anlage und den Betrieb eines geologischen Tiefenlagers

- NTB 02-03: Projekt Opalinuston, Synthese der geowissenschaftlichen Untersuchungsergebnisse
- NTB 02-05: Project Opalinus Clay – Safety Report
- NTB 02-06: Project Opalinus Clay, Models, Codes and Data for Safety Assessment

Neben den hier aufgelisteten Unterlagen wurden weitere technische und interne Berichte der Nagra sowie die entsprechende Fachliteratur für die vorliegende Beurteilung herangezogen. Eine vollständige Auflistung aller diesem Gutachten zu Grunde liegenden Unterlagen und Vorschriften befindet sich im Quellenverzeichnis im Kapitel 9.

Der zu beurteilende Entsorgungsnachweis entspricht einer Machbarkeitsstudie mit einem für diese Projektphase bereits sehr hohen Detaillierungsgrad. Die Kernfrage, die sich im Rahmen des Entsorgungsnachweises stellt, ist die nach der grundsätzlichen Machbarkeit eines Endlagers an dem vorgeschlagenen Standort mit den aufgezeigten Methoden und Konzepten. Die Aufgabe des Verfassers bestand darin, eine kritische Überprüfung dieser Angaben vorzunehmen. Hierbei wurden auch bereits erste Hinweise und Empfehlungen zu der Ausführung formuliert, welche in kommenden Projektstufen und Planungsphasen nach Auffassung des Verfassers noch näher zu untersuchen sind.

3 Vorgehensweise

In einem ersten Bearbeitungsschritt wurden die Unterlagen der Nagra und die relevante Fachliteratur studiert und ausgewertet. Aus diesem Bearbeitungsschritt ergaben sich erste Fragen insbesondere zur bautechnischen Machbarkeit, welche der Nagra zur Beantwortung vorgelegt wurden. Die Antworten der Nagra wurden anlässlich von Besprechungen diskutiert. Im April 2004 wurde der Nagra Interne Bericht (NIB) 04-06, welcher weitere Ergänzungen zum NTB 02-02 enthält, fertig gestellt. Die zusätzlichen Erkenntnisse aus den Besprechungen und den ergänzenden Unterlagen sind in die vorliegende Beurteilung mit eingeflossen.

Zwischenergebnisse aus den Untersuchungen des Verfassers wurden der HSK im Rahmen von Sitzungen präsentiert. Die Zwischenergebnisse wurden auch der Nagra zugänglich gemacht. Darüber hinaus fanden Besprechungen mit dem Projektersteller der Nagra statt zur Abklärung von offenen Fragen.

Der vorliegende Abschlussbericht fasst die Arbeiten des Verfassers zusammen und enthält eine abschliessende Beurteilung und Bewertung der Machbarkeit des vorgesehenen geologischen Tiefenlagers.

4 Überblick zur vorgeschlagenen Anlage für das geologische Tiefenlager

4.1 Konzept und Layout des Tiefenlagers

Mit dem neuen Kernenergiegesetz, das am 21. März 2003 von den Eidgenössischen Räten verabschiedet wurde, wurde für die Entsorgung der radioaktiven Abfälle die geologische Tiefenlagerung nach dem Konzept der EKRA zur Grundlage gemacht. Dieses Konzept sieht vor, das Tiefenlager in ein Testlager, Hauptlager und Pilotlager aufzuteilen. Alle drei Lagerbereiche haben unterschiedliche Zielsetzungen und entsprechende Anforderungen. Zusätzlich fordert das Konzept der EKRA die Möglichkeit einer Langzeitüberwachung des Lagers über mehrere hundert Jahre sowie die erleichterte Rückholbarkeit bis zum Verschluss des Hauptlagers. Die Nagra hat die Anforderungen aus dem neuen Kernenergiegesetz aufgenommen und zur Grundlage für Konzept und Layout gemacht.

Das Endlager ist dementsprechend als geologisches Tiefenlager gemäss den Vorschlägen der EKRA konzipiert. Die Realisierung ist in drei Bauetappen über einen Zeitraum von insgesamt etwa 30 Jahren angesetzt worden. Die Planung sieht vor, dass der Einlagerungsbetrieb etwa 12 Jahre nach Baubeginn aufgenommen werden soll.

Die erste Bauetappe umfasst die Erstellung des etwa 5 km langen Zugangstunnels sowie die Einrichtung eines Felslabors. In der zweiten Bauetappe ist die Auffahrung der Lageranlage vorgesehen, welche auch das Abteufen eines Entlüftungsschachtes beinhaltet. In der dritten Bauetappe ist ein Parallelbetrieb von baulicher Erweiterung des Lagerbereiches einerseits sowie Einlagerung von Abfallstoffen und Verfüllung der Lagerstollen andererseits geplant.

Anschliessend an die drei Bauetappen sind die Überwachung und der Verschluss des Hauptlagers, die Überwachung des Pilotlagers sowie der Verschluss der Gesamtanlage vorgesehen. Nach dem Konzept der EKRA ist mit einer langen Dauer des Offenhaltens des Lagerbereiches zu rechnen. Der Entscheid über die Dauer des Offenhaltens bzw. über den Verschluss des Lagers soll zukünftigen Generationen überlassen werden. Andererseits soll aus dem Offenhalten keine Gefährdung der Langzeitsicherheit erwachsen. In der Figur 4.1 ist eine schematische Übersicht zum geplanten Layout der Anlage dargestellt.

4.2 Elemente des Lagers

Zugangstunnel

Der in Bauetappe 1 zu erstellende Zugangstunnel verbindet die oberirdischen Anlagen mit dem Zentralen Bereich in der Lagerzone in einer Tiefe von ca. 620 m unter GOK. Das Gefälle beträgt über eine Länge von 5'033 m gleichmässige 12.5 %. Die Linienführung des Zugangstunnels, bestehend aus drei Geraden mit Längen von je 1'000 m und drei Kurvenbereichen mit Radien von 350 m bzw. 250 m überquert den Lagerbereich mit zwei Schlei-

fen. Eine Verbindung zwischen dem Zugangstunnel und dem später zu errichtenden Lüftungsschacht ist bislang nicht vorgesehen.

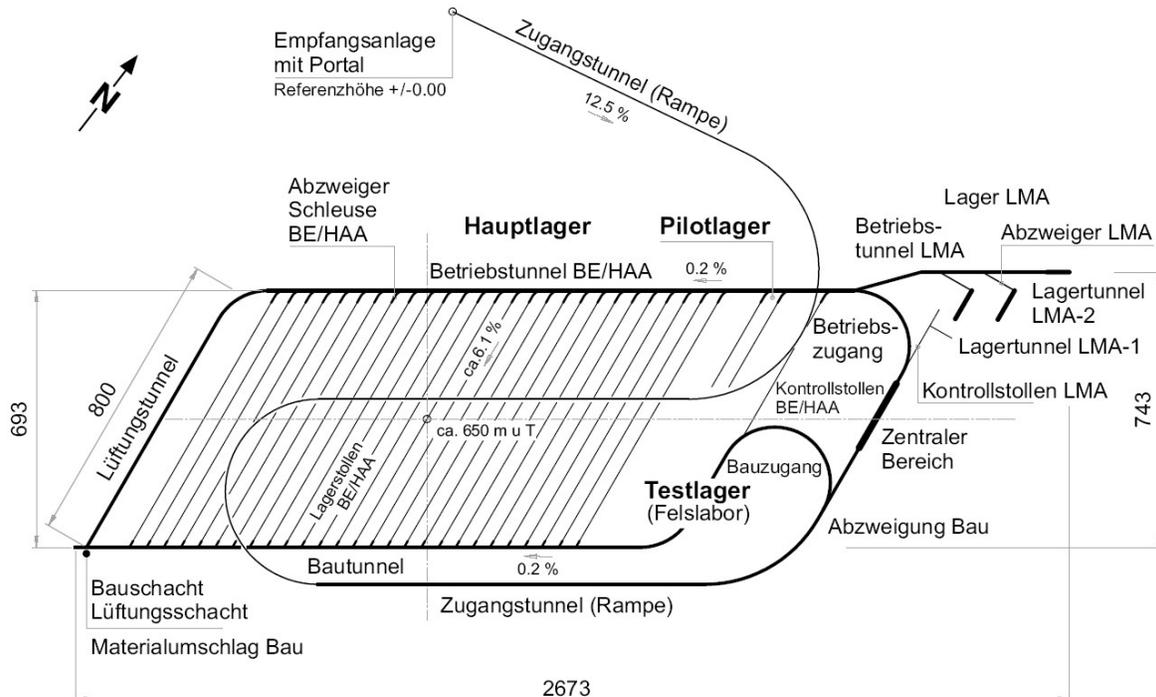


Fig. 4.1: Schematische Darstellung des vorgesehenen Layouts für das geologische Tiefenlager (NTB 02-02)

Testlager (Felslabor)

Im Testlagerbereich sind repräsentative Untersuchungen für das Tiefenlager vorgesehen. Das Testlager besteht aus einer Anordnung von verschiedenen Nischen und Kurzstollen. Die Geometrien dieser Stollen und Nischen, ihre Positionen sowie die benötigten Sicherungsmassnahmen werden erst im Rahmen der Detailplanung für das Testprogramm festgelegt. Erfahrungen und Hinweise ergeben sich aus dem Felslabor Mont Terri.

Anlagen auf Lagerebene

Die Bauetappe 2 umfasst die Auffahrung des Zentralen Bereichs, aller Bau- und Betriebs-tunnel, Lagerbereich LMA inkl. Lüftungstunnel und Pilotlager mit einer gesamten Tunnel-länge von etwa 7'500 m. Ebenfalls wird in dieser Phase der vertikale Lüftungs-/Bauschacht mit einer Länge von annähernd 680 m erstellt. Auch die Herstellung der Ansatzpunkte für die TBM zur späteren Auffahrung der Lagerstollen BE/HAA ist für die Bauetappe 2 vorge-sehen. Diese Bauwerke befinden sich alle im Opalinuston auf Tiefen zwischen 620 m und 670 m unter der Geländeoberfläche.

Pilotlager

Die Forderung, ein Pilotlager im Bereich der Gesamtanlage vorzusehen, ist im internationalen Vergleich bislang einzigartig. Das Pilotlager dient dazu, das Langzeitverhalten des Barrierezustandes zu überwachen und die in der Sicherheitsanalyse verwendeten Prognosemodelle zu überprüfen. Es liefert die Entscheidungsgrundlagen für den späteren Verschluss des Lagers. Das Pilotlager besteht aus zwei verkürzten Lagerstollen mit einer Länge von jeweils 300 m und ist zwischen Kontrollstollen BE/HAA und Lagerstollen BE/HAA angeordnet. Die Herstellung und der Zugang des Pilotlagers ist ausschliesslich vom Betriebstunnel aus vorgesehen. Die exakten Detailanforderungen an das Pilotlager hinsichtlich der vorzusehenden Ausstattung sind noch entsprechend zu definieren durch die Nagra.

Lüftungs- und Bauschacht

Der etwa 680 m lange vertikale Lüftungs- und Bauschacht verbindet das Ende des Lüftungs- und Bautunnels mit der Geländeoberfläche. Er erfüllt sowohl Versorgungs- wie auch Sicherheits- und Rettungsaufgaben. Das Auffahrungskonzept sowie die baulichen Details sind im Kapitel 7 enthalten.

Lagerstollen des Hauptlagers

In der Bauetappe 3 werden auf einer mittleren Tiefe von ca. 650 m unter Gelände die 27 Lagerstollen des Hauptlagers BE/HAA aufgefahren. Die Bauarbeiten erfolgen parallel zum Einlagerungsbetrieb. Der Bauzugang erfolgt über den Lüftungs- und Bauschacht. Die Lagerstollen weisen eine Länge von 800 m und einen Durchmesser von 2.50 m auf. Die Lagerstollen werden entsprechend den betrieblichen Bedürfnissen gebaut. Pro Jahr sollen etwa zwei Lagerstollen erstellt werden. Bau, Beschickung und Verfüllung der Lagerstollen erfolgt über einen Zeitraum von 15 Jahren. Die Einlagerung der BE/HAA erfolgt kontinuierlich und soll nach wenigen Monaten bis gegen ein Jahr nach dem Auffahren des Lagerstollens abgeschlossen sein.

Die Auffahrung der Lagerstollen ist mit einer Tunnelbohrmaschine (TBM) aus dem Bautunnel heraus steigend vorgesehen. Mit einem freien Durchmesser von 2.50 m sind die Lagerstollen begehbar, werden aber in der Einlagerungsphase nicht mehr betreten, d.h. der Querschnitt muss über die jeweilige Einlagerungszeit standfest sein.

4.3 Anstehende Geologie

Die beim Bau der Anlage insbesondere vom Zugangstunnel und vom Schacht zu durchörternde Geologie ist in mehreren NTBs ausführlich und detailliert dargestellt (z.B. NTB 02-03). Sie sei daher an dieser Stelle lediglich in Kurzform unter dem Aspekt der bautechnischen Machbarkeit zusammengefasst:

Die ersten 68 m werden als Lockergesteinsstrecke bezeichnet. Sie besteht aus

- 8 m Verlandungssedimenten und Deltaablagerungen,
- 56 m eiszeitlichen Seeablagerungen sowie
- 4 m dicht gelagerter Grundmoräne.

Die Festgesteinsstrecke (68 m – 652 m) setzt sich folgendermassen zusammen:

- Untere Süsswassermolasse und Bohnerz-Formation (68 – 199 m)
- Oberer Malm (199 – 361 m)
- Unterer Malm inkl. Mittlere Malmmergel (361 – 451 m)
- Oberer und Mittlerer Dogger (451 – 539 m)
- Opalinuston, das Wirtgestein (539 – 652 m)

Für die Auffahrung der geplanten Hohlräume dürften hierbei insbesondere die Kalke des Oberen Malms entsprechend anspruchsvoll sein, wo verstärkt mit lokalen Karsterscheinungen wie beispielsweise wassergefüllte Hohlräume zu rechnen ist. Zur Minimierung des Risikos von Wassereintrüben wird daher die Ausführung von Vorauserkundungsbohrungen empfohlen. In der gesamten Schicht ist mit verstärktem Einsatz von Gebirgsinjektionen sowohl zur Abdichtung wasserführender Zonen als auch zur Verfestigung im Bereich von Störungen zu rechnen.

5 Beurteilung der hydraulischen und felsmechanischen Messungen und der daraus abgeleiteten Datensätze

5.1 Hydraulische Eigenschaften des Opalinustons

5.1.1 Wasserdurchlässigkeit

Die Wasserdurchlässigkeit des Opalinustons ist trotz seiner hohen Porosität von rund 12 % äusserst gering. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Wasser infolge der filigranen Struktur des Porenraumes praktisch immobil ist. Experimente im Labor, in Tiefbohrungen und im Felslabor Mont Terri deuten darauf hin, dass die Durchlässigkeiten des ungestörten Opalinustons in der Grössenordnung von 10^{-13} m/s bis 10^{-14} m/s liegen. Die höheren Werte gelten für den Wasserfluss parallel, die tieferen Werte senkrecht zur Schichtung. Diese Anisotropie der Durchlässigkeit erklärt sich aus der horizontalen Wechsellagerung von Tonen mit eingeschalteten Silt- und Feinsand-Lagen, Kalkbänkchen und Kalk-Konkretionen.

Die vier im OPA der Bohrung Benken erfolgreich durchgeführten Packertests O4 bis O7 ergaben Werte von 1 bis 6×10^{-14} m/s. Die Länge der Testintervalle lag zwischen 3.4 und 32.0 m. Weitere Durchlässigkeitswerte stammen aus dem OPA vom Mont Terri mit Werten zwischen 2×10^{-14} und 2×10^{-12} m/s sowie aus den Bohrungen Weiach, Riniken und Schafsheim mit Werten 5×10^{-14} und 4×10^{-13} m/s.

Die messtechnische Ermittlung derart geringer Durchlässigkeitswerte ist mit erheblichen Unsicherheiten verbunden. Die von den Tests erfassten Gesteinsvolumen sind sehr klein (einige cm bis dm um das Bohrloch). Die Messung derart geringer Durchlässigkeitswerte, wie oben aufgeführt, erfolgt mit Packertests und erfordert hochspezialisierte Testgeräte. In einer Tiefbohrung wird die sogenannte Transmissivität über einen Testabschnitt von einigen Metern bis einigen zehn Metern senkrecht zur Bohrachse gemessen. Bei der Bewertung der Messdaten ist zu beachten, dass infolge der geringen Durchlässigkeit das getestete Gesteinsvolumen sehr gering ist und lediglich einige cm um das Bohrloch erfasst. Einerseits ist dieses Gesteinsvolumen häufig durch den Bohrvorgang gestört und teilweise aufgelockert, andererseits können zahlreiche Einflussfaktoren wie die Bohrloch-Druckgeschichte, Bohrlochkonvergenzen und Temperatureffekte die Messdaten und damit die Ergebnisse der Testauswertung beeinflussen. Die Ergebnisse der Auswertung sind deshalb als Grössenordnung zu verstehen.

Die Bedeutung einer Durchlässigkeit von 10^{-14} m/s kann man sich schwer praktisch vorstellen. Es seien deshalb einige Vergleiche angeführt. Der Wert 10^{-14} m/s entspricht einem Wasserfluss von 0.3 cm^3 oder rund zehn grossen Regentropfen pro Jahr durch einen gesättigten Gesteinskörper mit einem Volumen von einem Kubikmeter bei einem hydraulischen Gradienten von eins (ein Meter Potentialabbau pro ein Meter Fließdistanz).

Als Fließgeschwindigkeit ausgedrückt bedeutet diese Durchlässigkeit, dass das Wasser bei einer Porosität von 12 % und einem hydraulischen Gradienten von eins in einem Jahr eine durchschnittliche Distanz von 2.6 Tausendstel mm zurücklegt. Um 50 m Opalinuston zu durchfliessen, benötigt das Wasser dementsprechend eine Zeit von rund 19 Mio. Jahren. Die Fließgeschwindigkeit des Wassers darf allerdings nicht mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Druckänderung verwechselt werden, wie sie bei einem Packertest verwendet wird. Letztere ist deutlich höher.

Der sogenannte advektive Transport von Radionukliden (mit dem fließenden Wasser) durch den Opalinuston ist damit äusserst langsam. Bei solch langsamen Fließgeschwindigkeiten überwiegt der diffusive Transport von Wasserinhaltsstoffen und die Wasserdurchlässigkeit verliert ihre Bedeutung als ein Schlüsselparameter für den Transport von Radionukliden aus dem Endlager.

5.1.2 Hydraulisches Potenzial

Im Rahmen der vier Packertests O4 bis O7 im OPA der Bohrung Benken wurde versucht, die hydraulischen Potentiale im OPA abzuschätzen. Mittels Extrapolation der Druckaufbaukurven wurden statische Süswasserdruckhöhen abgeschätzt, die bis zu 300 m über der heutigen Geländeoberfläche liegen. Die Unsicherheiten in der Testinterpretation sind jedoch mit rund 100 m Druckhöhe erheblich. Mit dem Langzeitbeobachtungssystem wurde zudem ab Sommer 1999 versucht, den Druckverlauf über mehrere Jahre zu beobachten. Das Ergebnis war nicht ermutigend, zeigte sich doch zuerst eine Abnahme der Druckhöhen zu sub-arthesischen Drücken, gefolgt von einem Druckanstieg zu hydrostatischen Werten. Möglicherweise sind nicht ausreichend dichte Zementationen der Verrohrung die Ursache

für Kurzschlüsse zwischen den Testintervallen. Das Beispiel zeigt, dass die Langzeitbeobachtung von Druckhöhen im OPA sehr schwierig ist.

Wesentlich genauer konnten die Potenziale der höher durchlässigen Aquifere im oberen Malm, Wedelsandstein, Stubensandstein, Muschelkalk und Buntsandstein bestimmt werden. Hier besteht weitgehende Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Packer-tests und den Langzeitbeobachtungen.

Wir erachten die Frage der Porenwasserspannungen bzw. der Süsswasserdruckhöhen im OPA und den Rahmengesteinen zum heutigen Zeitpunkt als weitgehend ungelöst. Angesichts der geringen Bedeutung des advektiven Flusses für die Langzeitsicherheit kann diese Unsicherheit zum heutigen Zeitpunkt toleriert werden. Im Hinblick auf das Systemverständnis besteht jedoch ein zukünftiger Bedarf nach weiteren Abklärungen durch in situ Beobachtungen.

5.2 Felsmechanische Eigenschaften des Opalinustons

5.2.1 Porosität und Trockendichte

Für den Bau des Tiefenlagers sind die felsmechanischen Eigenschaften des Opalinuston von grosser Bedeutung. Zahlreiche dieser Eigenschaften hängen von der Porosität ab. Die Porosität entspricht dem Anteil des Probenvolumens, der nicht aus Feststoffen besteht, sondern mit Wasser und/oder Gas erfüllt ist. Die Porosität des Opalinustons in der Bohrung Benken beträgt durchschnittlich rund 12 %. Die Schwankungsbreite der Pyknometerporosität von über 280 Proben aus der Bohrung Benken liegt zwischen rund 4 % und 17 %. Tiefe Porositäten werden in kalk-/sandreicheren, höhere Werte in den tonreicheren Proben gemessen. In Benken nimmt die Porosität gegen unten zu - eine Folge des zunehmenden Tongehaltes mit der Tiefe.

Vergleicht man die durchschnittlichen Porositätswerte im Opalinuston so fällt auf, dass die Werte aus sechs Tiefbohrungen vom Bodenseegebiet im Osten mit rund 4 % über das Zürcher Weinland mit rund 12 % bis zum Felslabor Mont Terri im Westen mit rund 16 % zunehmen. Diese Differenzen werden auf die unterschiedliche Versenkungsgeschichte zurückgeführt. Die Maximalversenkung des Opalinustons wird mit rund 3'000 m im Bodenseegebiet, rund 1'700 m im Zürcher Weinland und rund 1'400 m am Mont Terri abgeschätzt. In Benken beträgt sie rund 1'100 m mehr als die heutige Versenkung.

Umgekehrt zur Porosität nimmt erwartungsgemäss die durchschnittliche Trockendichte der Gesteinsproben mit 2.70 g/cm³ bis 2.75 g/cm³ in den Bohrungen Berlingen, Kreuzlingen und Herdern im Bodenseegebiet über Schafisheim mit 2.55 g/cm³, Weiach, Benken mit 2.42 g/cm³, Riniken bis zum Mont Terri mit rund 2.35 g/cm³ ab.

5.2.2 Deformations- und Bruchverhalten

Aufgrund seiner Versenkungsgeschichte ist der Opalinuston ein überkonsolidierter Tonstein. Sein mechanisches Verhalten wird vor allem durch die Struktur der Tonpartikel und -mineralien, den Quarzkorngelalt, die Zementierung und den Wassergehalt bzw. die Porosität bestimmt.

Um eigene Modellberechnungen durchzuführen, wurden zunächst die anzusetzenden Eingangsparameter des Gesteins und des Gebirges sowohl des Wirtgesteins als auch des Hangenden und des Liegenden auf Vollständigkeit und Plausibilität überprüft. Hierbei wurden die Daten und Resultate aus der Sondierbohrung Benken betrachtet, welche die felsmechanischen Grundlagen des NTB 02-03 lieferten.

Für bautechnische Berechnungen und Belange sind vor allem folgende Parameter bzw. Prozesse bei der Bemessung und Dimensionierung des geologischen Tiefenlagers von Bedeutung:

- E-Modul (Be- und Entlastungsmodul bzw. Wiederbelastungsmodul): Verformungsverhalten, Stabilität des Hohlraums
- Spitzen- und Restscherfestigkeiten: Festigkeitsverhalten des Gebirges und des Gesteins auf Trennflächen und der Schichtung
- Druck- und Zugfestigkeit (ein- und triaxial): Materialverhalten am Hohlraumrand liefert Anhaltswerte für einzubauende Sicherungsmittel
- Quellparameter: Materialverhalten des Wirtgesteins bei Wasserzutritt, Quelldruck und -verformung
- Zeitabhängiges Deformationsverhalten (z.B. plastische Deformationen, Kriechen)
- Porenwasserdruck, Wassergehalt

Die Quellfähigkeit beruht auf der Einlagerung von Wasser zwischen den Tonblättchen sowie der mineralogischen Zusammensetzung der unterschiedlichen Bestandteile. Die prognostizierten Quelldrücke im OPA können hier bis zu 2 MPa betragen, wobei die Quelldrücke sich nur bei behinderter Ausdehnung aufbauen können. Sobald der Quellvorgang unbehindert statt finden kann, geht eine starke Entfestigung des Gesteins damit einher.

Die einaxiale Druckfestigkeit des Wirtgesteins ist stark vom Wassergehalt, der Probengröße und auch der Belastungsrichtung (senkrecht, parallel, schräg zu Schichtung) abhängig. Der Einfluss des Wassergehaltes wurde auch in Relation zu anderen Erkundungsbohrungen und den Werten aus dem Mont-Terri-Projekt eingeordnet und erscheint angemessen berücksichtigt.

Die ausgeprägte Anisotropie im Wirtgestein infolge der Schichtung, der mikroskopischen Ausrichtung der Tonminerale sowie der makroskopischen Wechsellagerung von toniger und sandiger Fazies wirkt sich auf annähernd alle massgebenden Festigkeitsparameter aus.

Die felsmechanischen Eigenschaften des Opalinustons sind durch zahlreiche Laborversuche an Gesteinsproben und die Versuche im Felslabor Mont Terri gut bekannt.

Das mechanische Verhalten des OPA ist infolge der inneren Struktur des Tones komplex. Die Tonminerale bilden blättchenförmige Aggregate, welche mit anderen Mineralien wie z.B. Feldspat vermischt sind. Im Porenraum zwischen den Mineralblättchen befindet sich das Porenwasser. Es ist durch elektromagnetische Kräfte unterschiedlich stark an die Tonblättchen gebunden.

Für die felsmechanischen Berechnungen im OPA werden von der Nagra verschiedene Materialgesetze verwendet in Abhängigkeit von der Zielsetzung der Berechnung. Neben einem linearen Mohr-Coulomb-Ansatz wird auch ein bi-lineares Materialgesetz von Mohr-Coulomb jeweils mit Zugspannungsbegrenzung für Festigkeitsbetrachtungen verwendet. Diese beiden Ansätze sind in Anbetracht des komplexen und stark anisotropen Festigkeitsverhaltens des Wirtgesteins sinnvoll ausgewählt zur Anwendung für weitere Berechnungen und Untersuchungen.

5.3 Gebirgsspannungen und ihre Bedeutung für den Lagerbau

In Gebieten mit einem flachen Relief werden die Gebirgsspannungen im wesentlichen durch die Lagertiefe, die tektonischen Verhältnisse und Gesteinseigenschaften wie die Querdehnungszahl bestimmt. Die Lagertiefe gibt das Gewicht der Auflast und damit die vertikalen Spannungen vor. Für das Zürcher Weinland und eine mittlere Lagertiefe von 650 m errechnet sich somit die Vertikalspannung im Bereich der Lagerebene in einer Grössenordnung von $\sigma_v = 16.0$ MPa. Die zugehörigen horizontalen Hauptspannungen können für den homogenen und isotropen Halbraum und für ideal elastisches Gebirge über die Poissonzahl abgeschätzt werden. Mit der für den OPA ermittelten Poissonzahl von $\nu = 0.27$ (NIB 00-51) wird die Seitendruckziffer mit $K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.37$ berechnet und somit die theoretischen Horizontalspannungen zu etwa $\sigma_H = \sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = 6$ MPa. Die statischen Elastizitätsparameter E-Modul und Poissonzahl wurden mit einaxialen und triaxialen Druckversuchen an Probenmaterial aus der Bohrung Benken bestimmt (NTB 00-01). Die Versuche wurden gemäss der ISRM-Norm 1978c (International Society for Rock Mechanics) an insgesamt 58 Bohrkernen unterschiedlicher Ausrichtung durchgeführt. Versuchstechnisch wird die Poissonzahl dem Verhältnis von Querdehnung zur Längsdehnung ermittelt. Die Ergebnisse für die Poissonzahlen erscheinen hierbei für Opalinuston plausibel und liegen in einem ähnlichen Bereich wie die Werte für Mt. Terri.

Aufgrund tektonischer Vorgänge entsprechen jedoch die theoretischen Horizontalspannungen in den seltensten Fällen den tatsächlich vorhandenen Horizontalspannungen. Dies trifft auch für den untersuchten Standort Benken zu. Aus der Rückrechnung der tatsächlich vor Ort angetroffenen Horizontalspannungen ergeben sich folgende Werte für die theoretische Überlagerungshöhe:

Maximale horizontale Hauptspannung σ_H	H = 2'480 m
Minimale horizontale Hauptspannung σ_h	h = 1'660 m

Da die vorhandene mittlere Überlagerungshöhe jedoch nur bei 650 m liegt, zeigt sich, dass der Opalinuston überkonsolidiert sein muss. Die gemessenen Werte für die Horizontalspannungen deuten darauf hin, dass das Gestein in der Entstehungsgeschichte schon einmal höheren Überlagerungsdrücken ausgesetzt war.

Die Bohrlochversuche (Hydraulic Fracturing) und die Auswertungen von Bohrlochrandausbrüchen der Nagra ergaben folgende Rechenwerte für den Primärspannungszustand im Bereich des geologischen Tiefenlagers auf einer mittleren Teufe von 650 m unter der Geländeoberfläche (NTB 02-03):

Vertikalspannung infolge Auflast σ_v	15.9 MPa \pm	5 %
Maximale horizontale Hauptspannung σ_H	22.6 MPa \pm	10 %
Minimale horizontale Hauptspannung σ_h	15.1 MPa \pm	5 %
Richtung der maximalen horizontalen Hauptspannung	170 ° \pm	10 °

Diese Resultate für das ungestörte Gebirge erscheinen realistisch und können daher für weitere Betrachtungen direkt als Rechenwerte für den Primärspannungszustand im OPA übernommen werden. Für die darüber liegenden Gesteinsschichten des Deckgebirges hingegen sind entsprechend belastbare Aussagen noch genauer zu bestimmen.

Die Ausrichtung der Lagerstollenachsen BE/HAA wurde parallel zur grösseren horizontalen Hauptspannung sinnvoll gewählt. Somit kann ihre Standfestigkeit am Hohlraumrand mit einem Seitendruckverhältnis von nahezu 1 ermittelt und angesetzt werden und dadurch eine maximal mögliche Ausnutzung der Materialfestigkeit des anstehenden OPA erreicht werden.

Die einaxialen Druckfestigkeiten für den OPA wurden in NTB 02-03, Tab. 9.5-1 zusammenfassend wie folgt dargestellt:

Parallel zur Schichtung:	28.0 MPa \pm 5.7 MPa (bzw. \pm 20.4 %)
Senkrecht zur Schichtung:	30.3 MPa \pm 6.6 MPa (bzw. \pm 21.8 %)
45 ° zur Schichtung:	6.1 MPa \pm 2.6 MPa (bzw. \pm 42.6 %)

Die hier angegebenen Ergebnisse von insgesamt 17 Versuchen sind als obere Festigkeitsgrenzwerte für das intakte Gestein zu verstehen. Aus diesen teilweise noch stark streuenden Werten ist allerdings bereits erkennbar, dass für die hier untersuchten Wassergehalte (4.6 %) die Tangentialspannungen direkt am Hohlraumrand (Radialspannung = 0) bei Vernachlässigung der Einspannungswirkung der axialen Spannungskomponente in den Viertelpunkten unter etwa 45 ° zur Vertikalen die einaxiale Druckfestigkeit bereits für den Primärspannungszustand überschritten ist. Bereits diese einfache und überschlägige Berechnung deutet an, dass in den Lagerstollen BE/HAA eine temporäre Sicherung erforderlich werden könnte.

Die Spannungumlagerungen infolge des Auffahrens der Hohlräume bewirken eine zusätzliche Erhöhung der Tangentialspannungen direkt am Hohlraumrand. (sekundärer Spannungszustand). Eine überschlägige Festigkeitsabschätzung für einen Kreisquerschnitt in

650 m Teufe wie beispielsweise den vorliegenden Lagerstollen BE/HAA in einem ideal elastischen homogenen Halbraum ergibt hierbei Tangentialspannungen direkt am Hohlraumrand im Bereich von etwa 30 MPa.

Weiterhin ist hierbei zu beachten, dass schon für geringfügig niedrigere Wassergehalte mit signifikanten Erhöhungen der einaxialen Druckfestigkeiten gerechnet werden kann. Allerdings gilt bereits für geringfügige Zunahmen beim Wassergehalt genau das Gegenteil. Ebenso sind niedrigere Gebirgsfestigkeiten für geklüftetes Material zu erwarten.

Die Lagerstollen BE/HAA erhalten als einzige Teilbauwerke der Gesamtanlage keine Innenverkleidung, sondern lediglich einen Kopfschutz. Dies muss bei den vorgesehenen freien Standzeiten der Stollen bis zur Verfüllung und den zu erwartenden Verformungen als kritisch betrachtet werden.

5.4 Selbstabdichtungsvermögen des Opalinustons

Eine ganz wichtige Eigenschaft des Opalinuston ist sein sogenanntes Selbstabdichtungsvermögen. Damit wird das Phänomen bezeichnet, wodurch sich Störungen und Klüfte im Gestein bei Anwesenheit von Porenwasser wieder selbst verschliessen. Das Selbstabdichtungsvermögen des OPA konnte durch Experimente im Mont-Terri-Projekt sowie durch weitere zahlreiche Beobachtungen bei anderen Tunnelbauwerken im OPA belegt werden. Selbst im Bereich grösserer Störungen wurden keine Wasserzuflüsse registriert.

Der Mechanismus basiert auf drei Ursachen:

- infolge des vergleichsweise relativ geringen Elastizitätsmoduls des OPA schliessen sich Bruchstrukturen schon bei niedrigen Normalspannungsänderungen
- die vergleichsweise geringe zu erwartende Festigkeit des Tonsteins begünstigt den Prozess der Scherverfestigung bei Scherdeformationen
- steht Porenwasser zur Verfügung, so können die Bruchstrukturen durch Quellen verheilen, sofern das Porenwasser freigesetzt wird

Allerdings ist anzumerken, dass das Selbstabdichtungsvermögen des Tonsteins nur dann angenommen werden kann, wenn die o.g. Randbedingungen gegeben sind. Inwieweit hierbei allerdings die Austrocknung des Tonsteins im Nahfeld der Lagerstollen infolge der Temperaturerhöhung das Selbstabdichtungsvermögen reduziert, ist durch entsprechende Untersuchungen noch zu belegen.

5.5 Schlussfolgerungen

Für die Wasserdurchlässigkeit des OPA kann zusammenfassend festgestellt werden, dass die Messung mit Packertests in der Bohrung Benken sowie mit Laborversuchen an Gesteinsproben dem heutigen Stand der Technik entspricht, dass die ermittelten Wasser-

durchlässigkeiten des OPA in der Grössenordnung richtig sein dürften und dass eine für den Entsorgungsnachweis ausreichende Datenbasis vorliegt.

Die Ermittlung der felsmechanischen Parameter und Kennwerte erscheint für den OPA als dem vorgesehenen Wirtgestein phasengerecht vollständig und zweckmässig. Bei den Begleitgesteinen im Liegenden und im Hangenden ist der Detaillierungsgrad im Zuge der weiteren Erkundungsschritte zu erhöhen. Die von der Nagra angegebenen Streuungen und Bandbreiten sind für alle untersuchten Stratigrafien teilweise recht gross ausgefallen (z.B. +/- 60 % bei den E-Moduli). Die im weiteren Verlauf vorgenommenen Abminderungen der Versuchsergebnisse für die Rechenwerte ist gängiger Stand der Technik und wurde in vernünftigem Umfang vorgenommen. Spätere Berechnungsergebnisse mit diesen abgeminderten Parametern liegen somit zusätzlich auf der sicheren Seite.

Die Belastbarkeit der ermittelten Kennwerte kann naturgemäss im gegenwärtigen Projektstadium noch nicht sehr hoch sein. Erstens ist hierbei zu berücksichtigen, dass die ermittelten Kennwerte lediglich aus einer einzigen Bohrung stammen und sie somit nicht zwingend repräsentativ sein müssen für alle vorgesehenen Teilbauwerksbereiche des geologischen Tiefenlagers. Zweitens sind die jeweiligen Anzahlen von Versuchsdurchführungen pro Versuchsart und zugehöriger Stratigrafie (Gestein/Gebirge) teilweise noch relativ niedrig (z.B. einaxiale Druckversuche).

Die Einordnung der ermittelten Parameter im Vergleich zu den bereits bekannten Werten aus dem Mont-Terri-Projekt dient hierbei als weitere Plausibilitätsprüfung und sichert die Ergebnisse für den Standort Benken zusätzlich ab.

Da neben den einaxialen Druckfestigkeiten insbesondere die Scherfestigkeiten (Reibungswinkel, Kohäsion) sowohl des Gesteins als auch des Gebirges wichtige Eingangsparameter für numerische Berechnungen darstellen, sollten diese Kennwerte im Rahmen zukünftiger Versuchsreihen für alle massgebenden Gesteinshorizonte mit möglichst hohem Belastungsgrad ermittelt werden. Hierzu wird vorgeschlagen, dass die Scherparameter entsprechend den Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) bzw. der International Society for Rock Mechanics (ISRM) aus direkten Scherversuchen ermittelt werden. Die Ermittlung von Scherparametern sowohl für Gebirgs- als auch für Gesteinsparameter mit Hilfe von Triaxialversuchen ist mit den bekannten auswertungstechnischen Unsicherheiten behaftet. Ihre Versuchsergebnisse können gegenüber den Resultaten aus direkten Scherversuchen höher ausfallen und somit eine zu grosse Scherfestigkeit vorgeben.

Weiterhin wird für zukünftige Materialuntersuchungen empfohlen, dem bekannten Massstabeffekt infolge der Probengrössen zusätzliche Beachtung zu schenken. Kleinere Bohrerkerndurchmesser lassen im Laborversuch i.d.R. deutlich höhere Festigkeiten erreichen als grossmassstäbliche Proben desselben Materials. Alle Versuchsdurchführungen sollten hierbei den entsprechenden Empfehlungen der DGGT genügen (Probenschlankheiten wegen möglicher Festigkeitsüberschätzungen infolge Endflächenreibung etc.).

Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass die felsmechanischen Parameter unter Berücksichtigung der vorliegenden Projektphase als vernünftig abgesichert betrachtet werden

können. Sie bilden eine verlässliche erste Grundlage für die Modellierung des felsmechanischen Verhalten beim Bau des geologischen Tiefenlagers. Eine weitere Eingrenzung der festigkeitsmechanischen Parameter und somit eine Verringerung der Streubreiten für den OPA, aber auch für die umgebenden Stratigrafien ist im Zuge der nachfolgenden Planungs- und Erkundungsschritte zu erwarten.

6 Beurteilung thermisch-hydraulisch-mechanisch gekoppelter Prozesse und deren Modellierung

6.1 Zentrale Fragestellungen

Im Rahmen des Entsorgungsnachweises wurden seitens der Nagra umfangreiche Untersuchungen und Berechnungen durchgeführt. Hierzu gehört u.a. die Beschreibung des Verhaltens der Umgebung des geologischen Tiefenlagers sowohl im Nah- als auch im Fernfeld infolge des Baus und des Betriebs des Lagers. Zur Beschreibung und zur Langzeitprognose bzgl. des thermischen, des hydraulischen und des mechanischen Verhaltens sowie entsprechend gekoppelter Prozesse insbesondere im Wirtgestein wurden auch verschiedene numerische Modellierungen herangezogen.

Hinsichtlich der möglichen thermischen Auswirkungen interessierte hierbei insbesondere die Frage, inwieweit die Wärmeproduktion infolge der eingelagerten hochradioaktiven Abfallstoffe zu einer Verformung des Wirt- und des Nebengesteins führen können. Als Folge dieser thermischen Ausdehnung entstehen Spannungen und Deformationen im umgebenden Gebirge. Die Grösse der Spannungen und der Deformationen sowie deren zeitlicher Verlauf wurden mit Hilfe numerischer Methoden abgeschätzt. Folgende Leitfragen standen daher bei der Überprüfung und der Beurteilung der THM-Modellierungen und er daraus erhaltenen Resultate im Vordergrund:

1. Wurden die für die numerischen Untersuchungen von der Nagra angesetzten Eingangsparameter sinnvoll gewählt?
2. Wurden alle relevanten Prozesse erkannt und untersucht?
3. Sind die erhaltenen Ergebnisse plausibel?
4. Welche Auswirkungen sind durch die Erwärmung infolge Einlagerungsbetrieb im Fernfeld der Gesamtanlage zu erwarten?
5. Welche Auswirkungen ergeben sich aus der wärmeinduzierten Verformung für den Lagerbereich (Nahfeld) selbst?
6. Weisen die geplanten untertägigen Hohlräume nach Einwirkung der Temperaturdehnungen weiterhin eine ausreichende Standsicherheit auf?

7. Wurden alle massgebenden Prozesse, Mechanismen und Parameter hinsichtlich einer Gasausbreitung im Wirtgestein infolge Korrosion der Lagerbehälter ausreichend berücksichtigt?

6.2 Parameter

Bei der Modellierung der in einem Tiefenlager stattfindenden Vorgänge werden die thermischen, hydraulischen und mechanischen Prozesse normalerweise getrennt betrachtet. In geringdurchlässigen Gesteinen können sich jedoch massgebliche Koppelungseffekte zwischen diesen Prozessen einstellen. Das folgende Beispiel beschreibt einen mechanisch – hydraulisch gekoppelten Prozess, der beim Auffahren der Tunnel und Stollen stattfindet: Eine Erhöhung des mechanischen Druckes auf eine wassergesättigte Gesteinsprobe führt zu einer Erhöhung des Porenwasserdruckes. Die zusätzliche Belastung des Gesteins wird sowohl von den Feststoffen als auch vom Wasser getragen. Kann sich das Gestein entwässern, so fließt das Porenwasser infolge des höheren Wasserdruckes aus der Gesteinsprobe ab und der Porenwasserdruck vermindert sich. Die Kräfte aus der äusseren Belastung verlagern sich dabei zunehmen auf das Feststoffgerüst und es erfolgt eine Konsolidation (Zusammendrückung) der Gesteinsprobe. Die Geschwindigkeit der Konsolidierung hängt von der Durchlässigkeit des Gesteins ab. Sie bestimmt, wie rasch das Porenwasser abfließt.

Thermisch-hydraulisch und/oder thermisch-mechanisch gekoppelte Prozesse entstehen, wenn das Gestein und das darin enthaltene Porenwasser erwärmt oder abgekühlt wird. Ursache für die Erwärmung sind die wärmeproduzierenden Abfälle. Eine Abkühlung des Gesteins kann z.B. als Folge der Lüftung auftreten. Bei einer Erwärmung dehnen sich sowohl die Feststoffe als auch das im Gestein enthaltene Porenwasser aus. Durch die unterschiedliche Ausdehnung von Feststoffen und Wasser verändern sich die reibungswirksamen Spannungen. Kann sich das Gestein nicht oder nur teilweise ausdehnen, so entstehen mechanische Spannungen.

6.2.1 Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit des OPA ist als Folge des unterschiedlichen Sandanteils und der horizontalen Schichtung tiefenabhängig und anisotrop. Folgende Werte können als repräsentativ betrachtet werden:

Tiefenbereich 589 m – 675 m: 3.2 W/m K (horizontal) und 1.8 W/m K (vertikal)

Tiefenbereich 675 m – 759 m: 2.0 W/m K (horizontal) und 1.3 W/m K (vertikal)

6.2.2 Wärmekapazität

Die Wärmekapazität des OPA spielt eine Rolle im Zusammenhang mit der instationären Ausbreitung von Temperaturanomalien wie sie z.B. als Folge der Einlagerung wärmeprodu-

zierender Abfälle oder der Abkühlung des Gesteins durch die Lüftung der Tunnel und Stollen durch auftreten.

Im Mittel beträgt die Wärmekapazität des OPA 920 J/kg K.

6.2.3 Thermischer Ausdehnungskoeffizient

Der thermische Ausdehnungskoeffizient spielt eine Rolle bei der Koppelung zwischen thermischen und mechanischen Effekten.

Für wassergesättigten OPA wird ein Wert von $\alpha_T = 3.5 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ als repräsentativ und plausibel betrachtet. Bei den eigenen Modellierungen und Berechnungen wurde dieser Wert auch den darüber liegenden Rahmengesteinen in verschiedenen Berechnungsvarianten zugewiesen.

6.2.4 Temperaturgradient und geothermischer Wärmefluss

Aus den verschiedenen Temperaturmessungen in der Sondierbohrung Benken wurde ein Temperaturprofil im Tiefenbereich zwischen 100 m und 1'000 m unter Gelände erstellt (NTB 00-01). Aus diesem Profil wurden durchschnittliche vertikale Temperaturgradienten für verschiedene Tiefenbereiche abgeleitet. Der durchschnittliche Temperaturgradient über den Tiefenbereich von 900 m beträgt rund 41° C/km. Im Tertiär, Malm und Muschelkalk liegt der Gradient bei rund 30° C/km. Dazwischen steigt der Gradient kontinuierlich an. Sein Maximum liegt mit rund 70° bis 80° C/km im unteren Opalinuston. Generell zeigen die tonreichen Formationen hohe Werte, während die Aquifere des Malms und Muschelkalks die tiefsten Werte aufweisen.

6.3 Modellrechnungen, Wärmeproduktion der Abfälle

6.3.1 Ausgangslage

Bei den eigenen Modellierungen und Berechnungen des Verfassers standen hydraulische und felsmechanische Messungen und die daraus abgeleiteten Datensätze sowie die thermisch-hydraulisch-mechanisch gekoppelten Prozesse und deren Modellierung im Vordergrund. Hierbei lag das Hauptaugenmerk auf der Betrachtung der thermischen Auswirkungen sowohl im Nah- als auch im Fernfeld und den daraus resultierenden mechanischen Auswirkungen auf das Gesamtlayout des geologischen Tiefenlagers sowie die einzelnen Tunnel- und Stollenquerschnitte.

Die Wärmeproduktion der Abfälle verursacht eine Erwärmung des Wirtgesteins. Diese Erwärmung breitet sich sowohl in die Schichten des Liegenden als auch horizontal im Wirtgestein und insbesondere im Hangenden aus. Für die überschlägige Abschätzung der Wärmeausbreitung und der daraus resultierenden Auswirkungen im Nah- und im Fernfeld wurden von Emch+Berger zweidimensionale Modellrechnungen mit dem Programm Z-Soil durchgeführt.

Basierend auf den Angaben aus dem NTB 01-04 wurde für die Berechnung eines „worst-case-Szenarios“ davon ausgegangen, dass als Wärmequellen ausschliesslich MOX/ UO_2 Kanister gegeben sind, denen eine maximale Temperaturentwicklung prognostiziert wird. Weiterhin wurde für diese Abschätzungen in einer Berechnungsvariante allen Schichten der thermische Längenausdehnungskoeffizient α_T des OPA zugewiesen. Für das Endlager sind insgesamt 2'065 BE-Behälter vorgesehen, darunter befinden sich 450 MOX/ UO_2 Kombi-Behälter (NTB 04-06).

6.3.2 Geometrie und Randbedingungen

Für die überschlägige Abschätzung der untersuchten Auswirkungen wurden zwei Querschnittsebenen gewählt, wovon der erste senkrecht zur Achse der Lagerstollen und der zweite Schnitt senkrecht zur Achse der Dienststollen (Bau- bzw. Betriebstunnel) angeordnet ist. In der Figur 6.1 sind die beiden Modellschnittebenen dargestellt.

Die erste Modellebene wurde für Berechnungen im Nahfeld eines Lagerstollens mit einer Höhe etwa der Wirtsgesteinsschicht und auch für Untersuchungen im Fernfeld verwendet. Der zweite Modellschnitt wurde vor allem für die Betrachtung von möglichen Auswirkungen auf den Bau- bzw. Lüftungstunnel verwendet sowie zur Abschätzung der horizontalen Temperaturentwicklungen im Fernfeld. Beide Ebenen erfassen für Berechnungen im Fernfeld des Lagers einen Tiefenbereich von der Geländeoberfläche bis zum Muschelkalk unterhalb des Wirtsgesteins. Weiterhin wurden beide Modelle achssymmetrisch angesetzt. Ihre horizontale Ausdehnung wurde im Zuge der Berechnungen so gross erweitert, dass Überlagerungseffekte, wie beispielsweise Einspannungseffekte, im Bereich der Modellränder und der seitlichen Auflager weitgehend eliminiert werden konnten. Die Geometrie der einzelnen Elemente wurde durch die horizontale Schichtabfolge und der Stollengeometrie beeinflusst.

Im Bereich des Malms oberhalb des Lagers sowie im Muschelkalk unterhalb des Lagers wurden zunächst die aus der Erkundung bekannten Hauptaquifere in das erste Modell integriert. In einer späteren Modellphase wurden zudem noch vertikale Störungen in den steiferen Schichten des Oberen Malms eingebaut. Die Berechnungen erfolgten unter Anwendung eines Mohr-Coulomb'schen Festigkeitsansatzes.

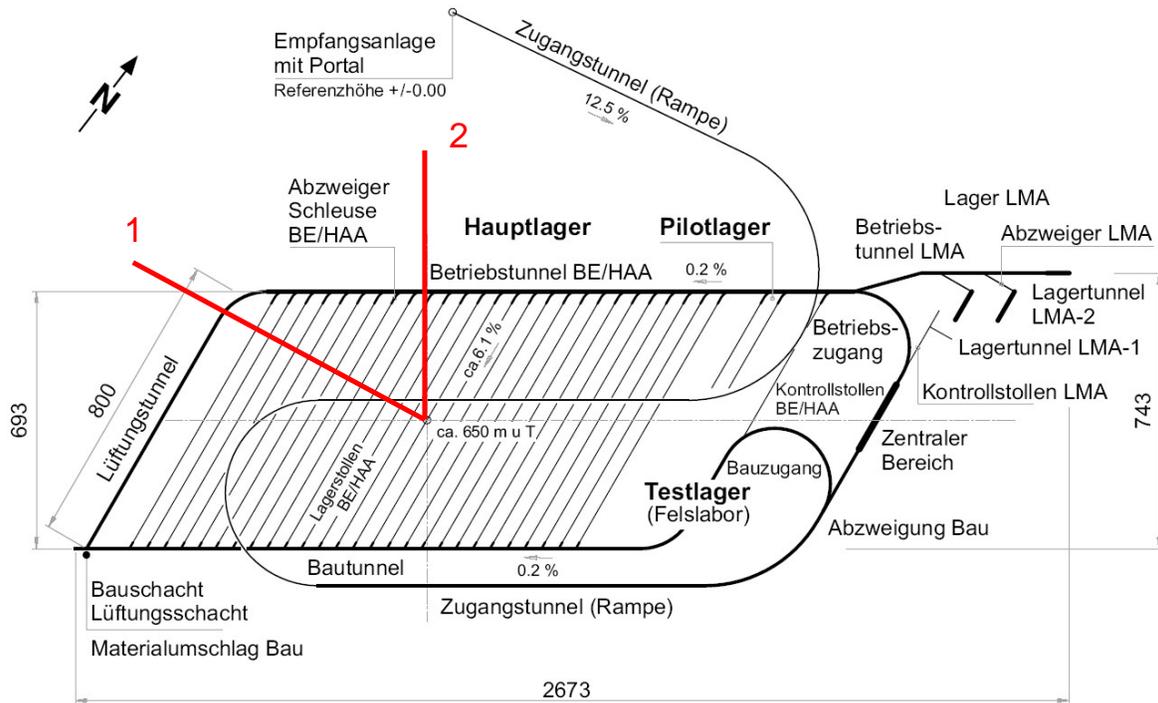


Fig. 6.1: Situation mit modellierten vertikalen Schnittebenen

In der Figur 6.2 ist der Berechnungsquerschnitt 1 für das Nahfeld eines Lagerstollens dargestellt zur Untersuchung des Gebirgsverhaltens. Am linken und rechten Modellrand wird das Modell gelenkig horizontal blockiert und vertikal verschieblich gelagert. Am unteren Modellrand werden die Randknoten gelenkig gelagert und horizontal und vertikal blockiert. Für die oberen Randknoten wurden keine Lagerungsbedingungen definiert. Die selben Lagerungsbedingungen wurden auch für die Modellebene 2 gewählt. Für den Schnitt 1 wurde bei der Nahfeldbetrachtung der Einfluss der überlagernden Bodenschichten mit einer Flächenlast simuliert, da nur der OPA modelliert wurde.

Für die hydraulisch gekoppelten Berechnungen wurden am Rand des Modells und am Rand des Ausbruchsquerschnittes Wasserdruckrandbedingungen definiert.

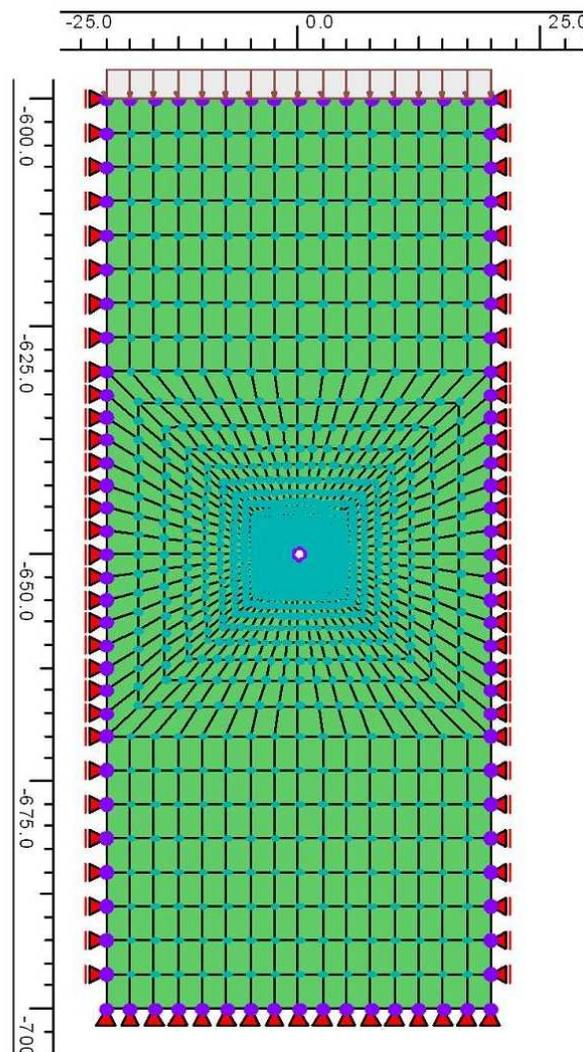


Fig. 6.2: Querschnitt Nr. 1 für Untersuchungen im Nahbereich der Lagerstollen

Mit dem in der Fig. 6.3 dargestellten Querschnitt wurden vor allem thermisch induzierte Mechanismen untersucht. Die roten Punkte im Modell stellen die gewählten Temperaturrandbedingungen für die Kanister dar, die in Form von punktuellen Wärmequellen eingestellt wurden.

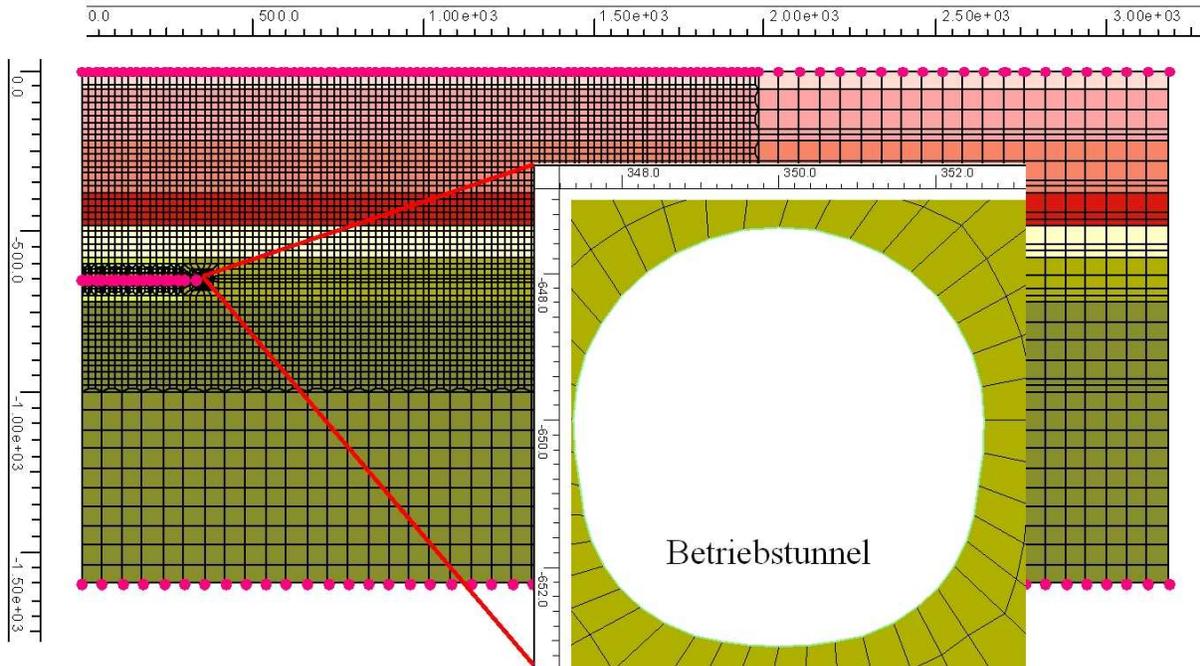


Fig. 6.3: Schnitt Ebene 2 für Untersuchungen der Umgebung des Betriebstunnels

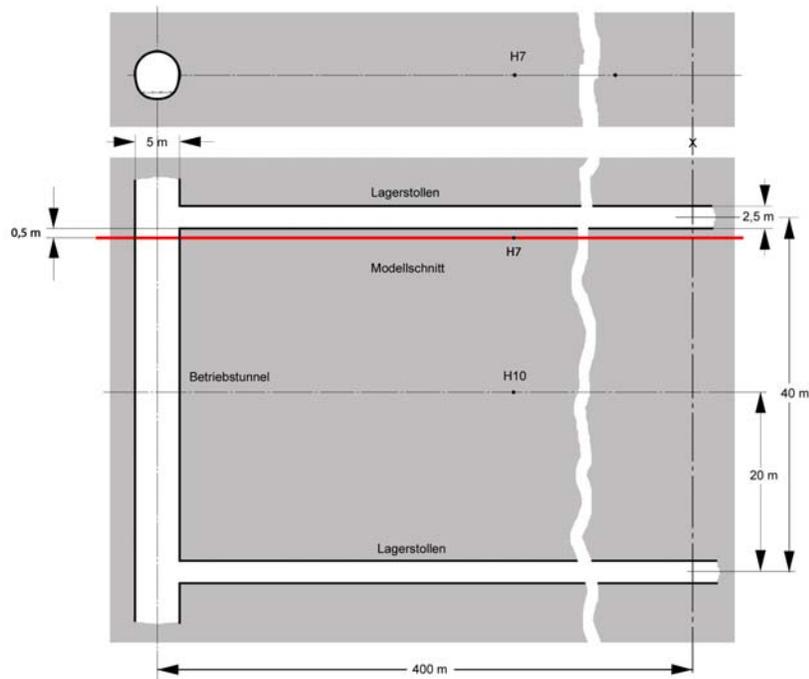


Fig. 6.4: Detaildarstellung für den Schnitt 2 mit Temperaturrandbedingungen

Aus der Fig. 6.4 geht hervor, mit welchen Annahmen für die Untersuchungen der Auswirkungen auf Betriebs- und Bautunnel infolge der Erwärmung gearbeitet wurde. Als Temperaturrandbedingung wurde für alle vom Verfasser durchgeführten numerischen Berechnungen die im NTB 01-04 dargestellten Werte für den Punkt H 7 (Grenze EDZ – intaktes Gebirge).

Bei der Wahl der Temperaturrandbedingungen konnten Abhängigkeiten von der Verteilung und Anordnung der Wärmequellen bei den Resultaten in der Grössenordnung von etwa 10 % festgestellt werden. Dies führte dazu, dass letztendlich für die Berechnungen der Auswirkungen im Fernfeld diejenigen Randbedingungen eingestellt wurden, wie sie für den äusseren Rand der EDZ gelten (s. Fig. 6.5).

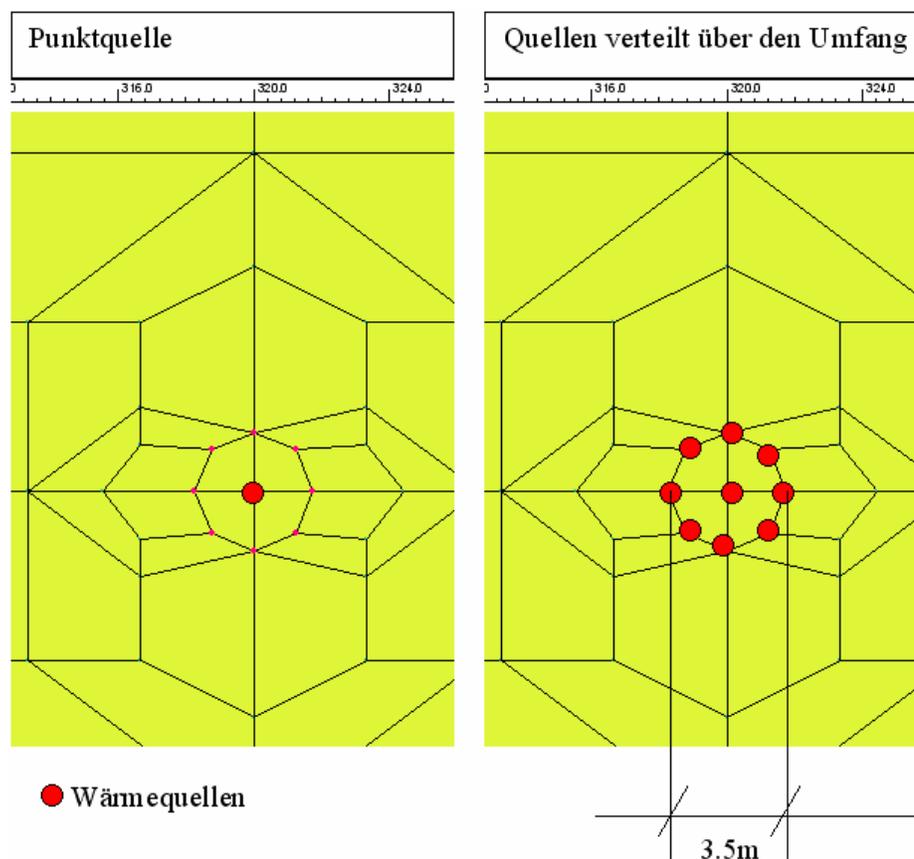


Fig. 6.5: *Detaildarstellung für die gewählten Temperaturrandbedingungen zur Untersuchung der Auswirkungen im Fernfeld.*

Die Temperaturabnahme über der Zeit wurde linear angesetzt durch die Eingabe einzelner Punkte, welche aus den korrespondierenden Darstellungen des NTB 01-04 entnommen wurden. Die Figur 6.6 zeigt die abgelesenen Werte für den Punkt H 7 (Übergang EDZ – Intaktes Gebirge).

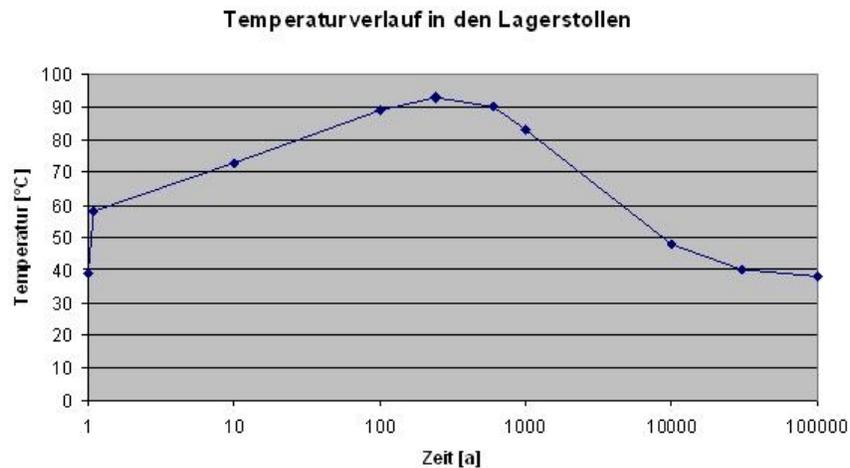


Fig. 6.6: Verwendete Temperaturkurve für MOX/UO₂ am Punkt H 7 aus NTB 01-04

Die weiteren Temperaturrendbedingungen wurden jeweils am unteren und oberen Rand des Modells angebracht. Hierbei wurden die Ausgangswerte in Übereinstimmung mit den gemessenen Werten gewählt, wobei die Leitfähigkeitseigenschaften entsprechend angepasst werden mussten. Für die Wärmeentwicklung im Bereich der Lagerstollen wurde eine Temperatur in Abhängigkeit der Zeit für MOX/UO₂ Abfälle gewählt. Dabei wurden die Zwischenräume zwischen den einzelnen Kanistern nicht berücksichtigt, was wiederum zu „worst case“ Resultaten führte.

6.3.3 Eingabeparameter

Die Eingabeparameter für die Beschreibung des Materialverhaltens wurden soweit vorhanden den Unterlagen der Nagra entnommen werden. Einige Eingabeparameter für das Deckgebirge sowie für die liegenden Schichten mussten hierbei anhand von Literaturwerten abgeschätzt werden. Dies zeigt die Notwendigkeit auf, dass in zukünftigen Erkundungsphasen auch die Eigenschaften und Gebirgsparameter des Rahmengesteins zu berücksichtigen sind. Die nachfolgende Tabelle 6.1 gibt eine Übersicht zu den bei den Berechnungen der Auswirkungen im Fernfeld und auf den Betriebstunnel angesetzten Materialparametern. Die Zahlenwerte für λ des OPA wurden als Mittelwerte in Anlehnung an Kap. 6.2.1 dieses Berichtes gewählt. Aus der Tabelle geht auch deutlich hervor, für welche Eigenschaften noch die entsprechenden Parameter für das Rahmengestein zu ermitteln sind. Die Nummerierungen in der linken Spalte bezeichnen hierbei die modellierten Gesteinsschichten, unter der Bezeichnung Materialgesetz (Mg.) ist das angesetzte Festigkeitsverhalten Mohr-Coulomb (M-C) vermerkt. Weitere Herkunftsquellen für die angesetzten Materialparameter sind entsprechend vermerkt.

Tab. 6.1: Verwendete Materialparameter für die Berechnungen mit Mohr-Coulomb

	Mg.	E	v	γ	c	φ	ψ	I_{1t}
		MN/m ²	-	kN/m ³	kN/m ²	°	°	kN/m ²
1	Lockergestein M-C	50 ⁰	0.27 ⁰	23 ⁰	2 ⁰	35 ⁰	23 ⁰	- ⁰
2	Untere Süßwassermolasse M-C	500 ⁴	0.27 ⁰	25 ⁰	200 ⁰	35 ⁰	23 ⁰	100 ⁰
3	Oberer Malm M-C	35000 ⁴	0.27 ⁰	25 ⁰	4000 ⁴	40 ⁴	27 ⁰	2000 ⁰
4	unterer Malm M-C	10000 ⁴	0.27 ⁰	25 ⁰	2000 ⁴	35 ⁴	23 ⁰	1000 ⁰
5	Mittlerer Dogger M-C	15000 ⁴	0.27 ⁰	25 ⁰	2000 ⁴	30 ⁴	20 ⁰	1000 ⁰
6	OPA vertikales Verhalten M-C	5000 ¹	0.27 ¹	25 ¹	3500 ¹	20 ¹	0 ¹	1000 ¹
7	OPA horizontale Verhalten M-C	5000 ¹	0.27 ¹	25 ¹	3500 ¹	20 ¹	0 ¹	1000 ¹
8	Untergrund M-C	30000 ⁰	0.27 ⁰	25 ⁰	2000 ⁰	35 ⁰	23 ⁰	1000 ⁰
		α_T	λ	c*	$K_0(x')$	$K_0(z)$		
		1E-5/°C	W/mK	kN/a°C	kN/m ² °C	-	-	
1	Lockergestein M-C	0.35/3.5 ⁰	2.80	88206 ⁰	2300 ⁰	- ⁰	- ⁰	- ⁰
2	Untere Süßwassermolasse M-C	0.35/3.5 ⁰	12.88	406284 ⁰	2300 ⁵	- ⁰	- ⁰	- ⁰
3	Oberer Malm M-C	0.35/3.5 ⁰	2.36	74485 ⁰	2300 ⁵	- ⁰	- ⁰	- ⁰
4	unterer Malm M-C	0.35/3.5 ⁰	2.95	93107 ⁰	2300 ⁵	- ⁰	- ⁰	- ⁰
5	Mittlerer Dogger M-C	3.5 ⁰	1.48	46553 ⁰	2300 ⁵	- ⁰	- ⁰	- ⁰
6	OPA vertikales Verhalten M-C	3.5 ²	1.55	48881 ²	2300 ²	0.94 ³	1.42 ³	
7	OPA horizontale Verhalten M-C	3.5 ²	2.60	81994 ²	2300 ²	0.94 ³	1.42 ³	
8	Untergrund M-C	0.35/3.5 ⁰	2.29	72295 ⁰	2300 ⁵	0.94 ⁰	1.42 ⁰	

Legende: ⁰ Abgeschätzter Wert
¹ NTB 02-03 Tab. 9.5-2 S. 607
² NTB 02-03 Tab. 7.6-3 S. 497
³ NTB 02-03 Tab. 4.4-1 S. 179
⁴ NTB 02-03 Beilage 9.5-1
⁵ NTB 01-04 Tab. 4 S.11

6.3.4 Ausgangsspannungszustände

Der vorherrschende Primärspannungszustand wurde im Rechenmodell mittels K_0 -Koeffizienten (Seitendruckbeiwert) in der Mitte des OPA berücksichtigt. Je nach Orientierung des betrachteten Modellschnittes wurde ein

$$K_0(x) = 0.94 \text{ bzw. } K_0(z) = 1.42$$

angesetzt. Der Ausgangsspannungszustand in vertikaler Richtung (z-Richtung) entsprach hierbei dem natürlichen Überlagerungsdruck.

Es ist anzumerken, dass die oben genannten Seitendruckverhältnisse lediglich auf den OPA angewendet wurden. In den Schichten des Deckgebirges wurden die Seitendruckverhältnisse rechnerisch nicht mehr erzwungen, so dass dort die theoretischen Horizontalspannungen angesetzt sind, welche aus der für alle Schichten angenommenen Poissonzahl ermittelt werden. Dadurch wird ein Sprung bzgl. der Horizontalspannungen an der Grenze OPA – Deckgebirge erzeugt, der in dieser Form sicherlich nicht in situ vorliegen dürfte. Die tatsächlich anzusetzenden Parameter (Poissonzahlen, Seindruckverhältnisse) sind im Zuge der weiteren Erkundungsmassnahmen noch detaillierter zu bestimmen.

Bei Berechnungen zu den Auswirkungen infolge Erwärmung auf das Fernfeld muss einschränkend ergänzt werden, dass diese ohne den Ansatz von Porenwasserdrücken durchgeführt wurden.

6.3.5 Gewählte Materialmodelle

Für die Berechnung des thermisch-mechanisch gekoppelten Prozesses wurde ein einfaches Mohr-Coulomb-Kriterium angesetzt. Hiermit wurden die thermisch induzierten Auswirkungen auf das Spannungsfeld und somit auf die Verformungen untersucht. Für die hydraulisch-mechanisch gekoppelten Nahfelduntersuchungen im OPA wurden teilweise auch ein Multilamina-Modell verwendet. Ein Multilamina-Modell simuliert eine Anzahl von parallelen dünnen Schichten, welchen jeweils unterschiedliche Parameter zugewiesen werden können. Mit diesem Ansatz wurde versucht, die bekannten Festigkeitsanisotropien des OPA entsprechend zu berücksichtigen. Der Ansatz weiterer Materialmodellspezifikationen wie beispielsweise Strain Hardening oder Strain softening Verhalten wurde hierbei nicht verwendet.

Für Berechnungen im Bereich der offenen Lagerstollen wurde ein rein mechanischer Modellierungsansatz verwendet. Hier wurde vor allem der Einfluss der Wahl verschiedener Materialparameter und Materialmodelle auf die Entstehung der plastifizierten Zonen untersucht. Mit isotropen Materialmodellen wie dem linearen Mohr-Coulomb Ansatz entstanden homogene, gleichmässig um den Umfang verteilte Plastifizierungen. Mit der Berücksichtigung der vorhandenen Anisotropie durch ein Materialmodell Multilamina und in einem weiteren Schritt durch hydraulisch gekoppelte Modellansätze konnte eine konzentrierte Plastifizierung im Bereich des Tunnelscheitels und der Tunnelsohle nachgewiesen werden.

6.4 Modellierung thermisch-mechanisch gekoppelter Prozesse

Für die thermisch-mechanisch gekoppelten Modellierungen wurden zwei Berechnungen durchgeführt. Im ersten Berechnungsschritt wurde der Wärmefluss über der Zeit mit gegebenen thermischen Randbedingungen und Gesteinseigenschaften untersucht. In einem zweiten Berechnungsschritt wurden unter Berücksichtigung der jeweiligen thermischen Ausdehnungskoeffizienten die Verformungen des Gesteins berechnet.

Der thermische Ausdehnungskoeffizient des Opalinustons wurde den vorhandenen Unterlagen (z.B. NTB 02-03) entnommen. Für die Schichten im Liegenden und im Hangenden

hingegen waren Annahmen zu treffen. Hieraus resultierte eine Variation der angesetzten Ausdehnungskoeffizienten. In der hierbei ungünstigeren Annahme wurde für alle betrachteten Gesteinshorizonte ein $\alpha_T = 3.5 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ wie auch für den Opalinuston angesetzt. Als untere Grenze wurde ein $\alpha_T = 3.5 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ angesetzt, welches in Anlehnung an der einschlägigen Literatur entnommenen Werte übernommen wurde. Im vorliegenden Bericht werden primär die Ergebnisse mit den ungünstigeren Annahmen vorgestellt.

6.4.1 Aquifere

Für die Berechnungen zur Wärmeausbreitung war es auch von Interesse, abschätzen zu können, inwieweit die beiden berücksichtigten Hauptaquifere eine Auswirkung auf den Wärmefluss ausüben. Insbesondere für den oberen Malm-Aquifer war diese Frage insofern von Bedeutung, da die prognostizierten wärmeinduzierten Gebirgsdeformationen der sich oberhalb befindlichen Rahmengesteine und somit die Deformation an der Geländeoberfläche direkt von diesem Verhalten abhängen.

Die Abschätzung wurde in Form einer Bilanz der Wärmeflüsse vom Endlager zur Geländeoberfläche angesetzt auch mit Berücksichtigung des geothermischen Wärmeflusses unter Abzug des Wärmespeichervermögens des Aquifers. Hierbei entspricht die horizontal abfließende Wärme dem aufgenommenen konduktiven Wärmefluss im Aquifer. Wärmt sich der Aquifer bis auf die Temperatur der Wärmequelle auf, so bedeutet dies, dass kaum eine Kühlwirkung vorhanden ist. Erwärmt sich der Aquifer nicht, so kann von einer 100 %-igen Kühlwirkung ausgegangen werden.

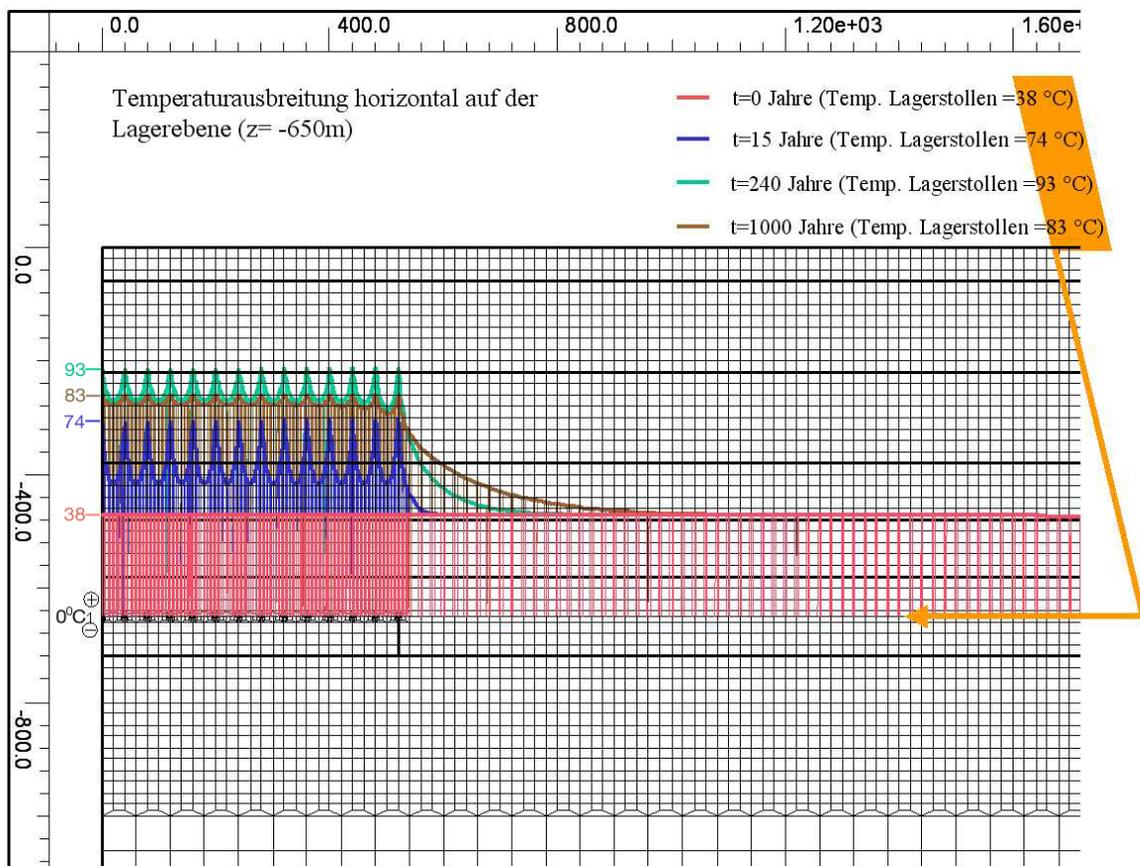
Es kann gezeigt werden, dass bei einer Transmissivität des Aquifers von $k_{aq} = 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ noch keine Kühlwirkung feststellbar ist. Ab einer Transmissivität $k_{aq} = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ ist eine signifikante Kühlwirkung festzustellen und ab einer Transmissivität von etwa $k_{aq} = 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ kann die gesamte Wärmeproduktion des Endlagers mit dem Aquifer abtransportiert werden. Die aufnehmbare Wärmemenge des Wassers ist somit für den vorhandenen Wert von $k_{aq} = 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ sehr gering.

Mit dieser Abschätzung kann bereits gezeigt werden, dass die Aquifere für die zu erwartenden Durchflüsse nicht die benötigte Kapazität und Erneuerungsrate besitzen, die zur Kühlung des erwärmten Gebirges benötigt werden. Aufgrund der in den nachfolgenden Abschnitten aufgezeigten möglichen wärmeinduzierten Gebirgsdeformationen in Form von Hebungen ist eine weitere Reduktion der Durchflussraten in den Aquiferen nicht auszuschliessen.

6.4.2 Temperaturprofile

In den nachfolgenden beiden Figuren 6.7 und 6.8 wird die berechnete Temperaturverteilung im Endlagerbereich für vier verschiedene charakteristische Zeitpunkte dargestellt. Beiden Berechnungen liegt die ungünstige Annahme zu Grunde, dass die Aquifere keine Kühlwirkung entwickeln.

Die Figur 6.7 zeigt ein horizontales Profil auf Endlagerniveau und die numerisch ermittelte Erwärmung und ihre horizontale Verteilung. Es wird dargestellt, dass ausgehend vom geothermischen Temperaturniveau bereits etwa 15 Jahre nach beendetem Einlagerungsbetrieb die Gebirgstemperatur sich etwa verdoppelt. Das Maximum der Erwärmung wird nach etwa 240 Jahren erreicht. Nach etwa 1000 Jahren hat die Umgebungstemperatur bereits wieder um 10 °C abgenommen. Die maximale horizontale Reichweite der Erwärmung wird bei etwa 1'000 m horizontalem Abstand zum Lagerbereich herausgelesen.



Modell110V3.5obenuntertempnetzanpassung175.inp

Fig. 6.7: Berechnungsergebnis für die horizontale Ausbreitung der Erwärmung

In der Figur 6.8 ist ein vertikales Temperaturprofil in der Mitte des Lagerbereiches dargestellt. Die jeweiligen Schichtgrenzen sind durch dickere horizontale Linien angedeutet, sie finden sich auch in den jeweiligen Knicken der Temperaturverläufe wieder. Ausgehend vom Anfangszustand ist zu erkennen, dass etwa 15 Jahre nach dem Ende des Einlagerungsberriebs der vertikale Temperaturpuls das Wirtgestein noch nicht verlassen hat. Bei Erreichen des Maximalwertes auf der Lagerebene sind die Auswirkungen bereits bis zu einer Teufe von etwa - 350 m vorgedrungen. Zum Zeitpunkt $t = 1'000$ Jahre hat die Erwärmung im Lagerbereich bereits wieder signifikant abgenommen, wohingegen die vertikalen Auswirkungen die Lockergesteinsschicht erreichen. Aus dieser Darstellung wird ersichtlich, wie der Temperaturpuls voranschreitet im zeitlichen Verlauf.

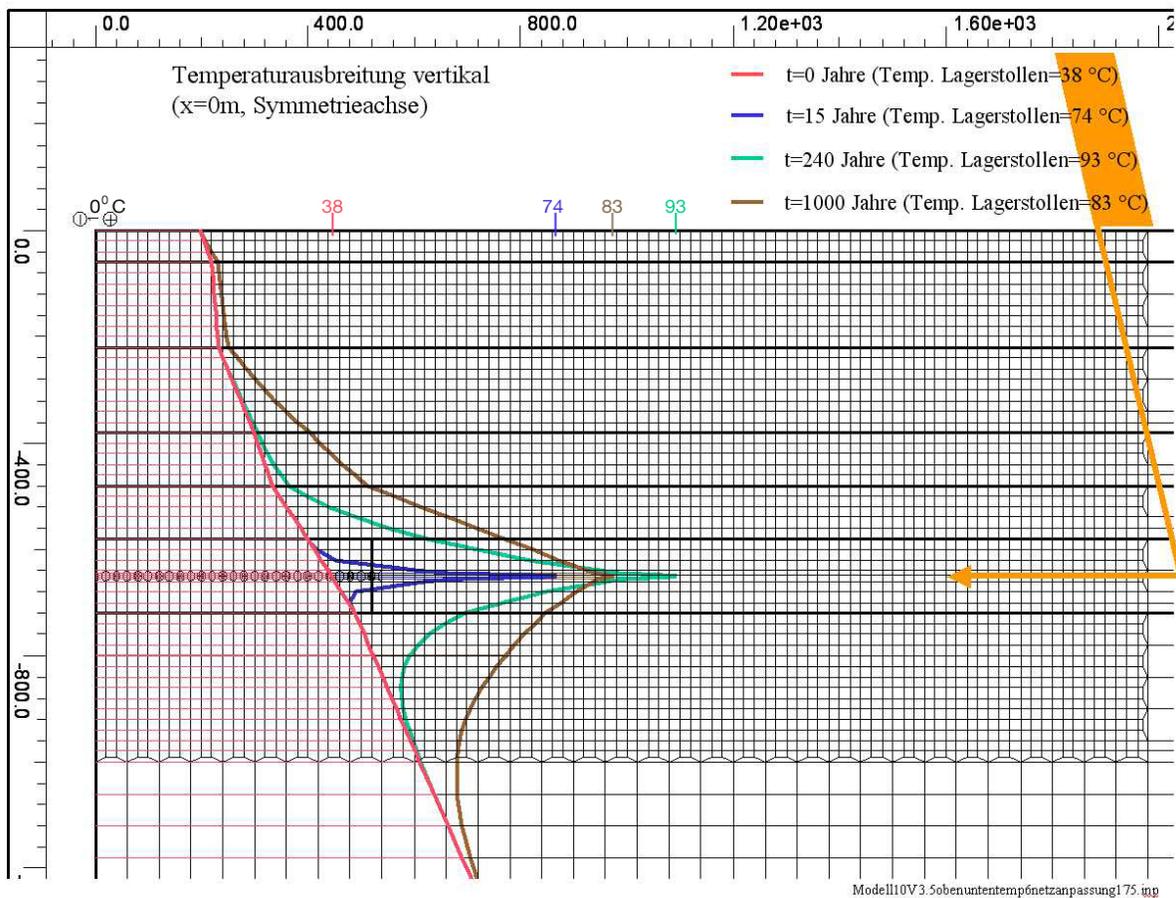


Fig. 6.8: Berechnungsergebnis für die vertikale Ausbreitung der Erwärmung

6.4.3 Deformationen im Fernfeld

Bei der Berechnung der wärmeinduzierten Deformationen im Fernfeld wurden wiederum hauptsächlich diejenigen Annahmen verwendet, welche zu den „worst case“-Resultaten geführt haben, um eine Art obere Schranke von möglichen Auswirkungen zu ermitteln. Die Figur 6.9 zeigt die prognostizierte Maximalhebung zum Zeitpunkt $T = 3'000$ Jahre nach Beendigung des Einlagerungsbetriebes von etwa 85 cm an der Geländeoberfläche. Dieser Wert gilt allerdings nur für die Annahme, dass der thermische Ausdehnungskoeffizient für alle Gesteinsschichten mit $\alpha_T = 3.5 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ dem des OPA entspricht. Diese Maximalhebung läuft etwa in 2.4 km Entfernung von der Lagermitte aus, was einer mittleren Steigung von etwa 0.4 ‰ entspricht. Der Krümmungsradius beträgt hierbei etwa 700 km. Deformationen in dieser Grössenordnung und sogar teilweise bis zu mehreren Metern sind in Bergbaugebieten nicht ungewöhnlich.

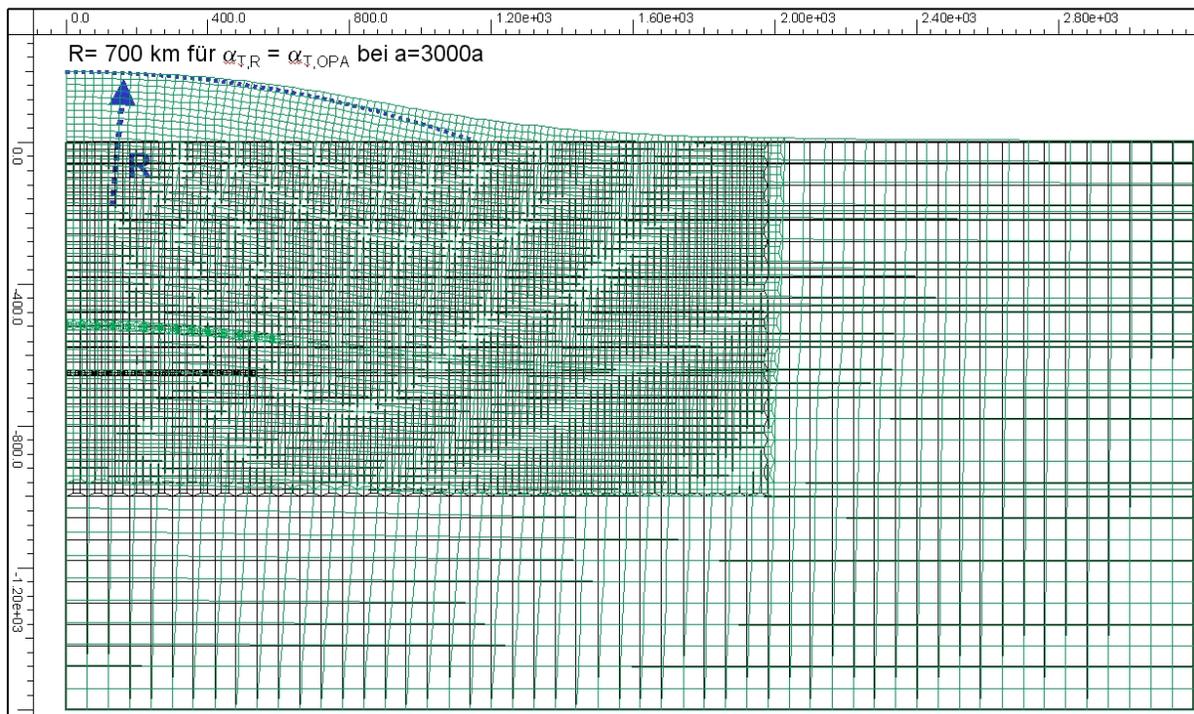


Fig. 6.9: Stark überhöhte Darstellung (ca. 200-fach) der Deformationen nach 3'000 Jahren für α_T in allen Schichten gleich

Setzt man diesen Wert für die Rahmengesteine beispielsweise zu $\alpha_T = 3.5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, so zeigt sich, wie empfindlich das System auf diesen Eingabeparameter reagiert, da nur noch etwa halb so grosse Hebungen berechnet werden. Auch ist der Zeitpunkt des Erreichens der Maximalwerte bereits etwa 1'000 Jahre früher. Die nachfolgende Tabelle 6.2 enthält die prognostizierten Hebungsbeträge jeweils an den Schichtgrenzen für die beide Vorgaben. Die absoluten Maxima für die Hebungen treten in den Schichten des Malms auf und nehmen zur Geländeoberkante hin wieder leicht ab. Dieses Ergebnis wird mit den teilweise

grossen Steifigkeitsunterschieden zwischen den einzelnen Schichten erklärt, die oberhalb des Malms befindlichen Schichten erfahren eine leichte Kompression.

Tab. 6.2: Prognostizierte Hebungen an den Schichtgrenzen

	Profillage	Hebung [cm]	
		$\alpha_{T,R} < \alpha_{T,OPA}$ zu $t = 2'000$ a	$\alpha_{T,R} = \alpha_{T,OPA}$ zu $t = 3'000$ a
Erdoberfläche	0 m	40	85
OK Molasse	-60 m	41	88
OK oberer Malm	-220 m	44	92
OK unterer Malm	-380 m	46	89
OK Mittlerer Dogger	-480 m	46	82
OK OPA	-580 m	32	70
Lagerebene	-650 m	17	58

Unter der Annahme, dass sämtliche Lagerstollen mit MOX/ UO_2 Kanistern befüllt wurden, werden rein rechnerisch die ersten wahrnehmbaren Deformationen an der Geländeoberfläche nach etwa 10 Jahren erreicht (Grössenordnung 1 cm).

Die hier gezeigten Ergebnisse basieren auf Berechnungen für das ungeklüftete Gebirge. Aufgrund von bereits vorhandenen Diskontinuitäten im Deckgebirge kann allerdings erwartet werden, dass ein Anteil der wärmeinduzierten Deformationen an diesen Stellen abgebaut wird.

Es ist zu ergänzen, dass die Reduktion der Hebungsbeträge infolge einer rechnerisch berücksichtigten Kühlwirkung des Bau- und Betriebstunnels nach 300 Jahren maximal 0.5 cm beträgt. Für diese Betrachtung wurde angenommen, dass die Temperatur in den offenen Querschnitten auf der Lagerebene konstant auf $T = 28^\circ$ C gehalten werden kann.

6.4.4 Spannungsveränderungen im Fernfeld

Durch die festgestellten Hebungen entstehen Spannungsumlagerungen im Gebirge. Für das Wirtgestein hat dies eine Erhöhung der horizontalen Druckspannungen zur Folge, was aufgrund der thermischen Ausdehnung dieses Bereiches plausibel erscheint. Die nachfolgende Figur 6.10 zeigt die Entwicklung der Horizontalspannungen auf einer vertikalen Achse von der Lagerebene bis zur Geländeoberfläche zu verschiedenen charakteristischen Zeitpunkten.

Der Sprung in den Verläufen an der Schichtgrenze OPA – Deckgebirge wurde bereits im Abschnitt 6.3.4 erläutert und ist auf den Sprung in den angesetzten Seitendruckverhältnissen zurückzuführen.

In der Schicht des oberen Malms führt dies theoretisch zur allmählichen Entstehung von Zugspannungen in der vorliegenden Konfiguration. Diese Zugspannungen könnten zur Öff-

Review Entsorgungsnachweis

nung von bereits vorhandenen Rissen und Trennflächen führen und damit zunächst zu einer Erhöhung der Transmissivität im oberen Malm führen, später evtl. gar neue Wasserwegsamkeiten bilden. Weiterhin kann für dieses „worst-case“-Szenario nicht ausgeschlossen werden, dass hierdurch auch die Tragsicherheit des Zugangsstollens in diesem Einflussbereich beeinträchtigt wird. Die hier ermittelten Zugspannungen im oberen Malm treten erstmals bereits nach etwa 50 Jahren auf. Der Maximalwert für die Zugspannungen wird nach etwa 240 Jahren erreicht. Aufgrund der Steifigkeiten (E-Moduli) erscheint ein solches Resultat zumindest theoretisch möglich.

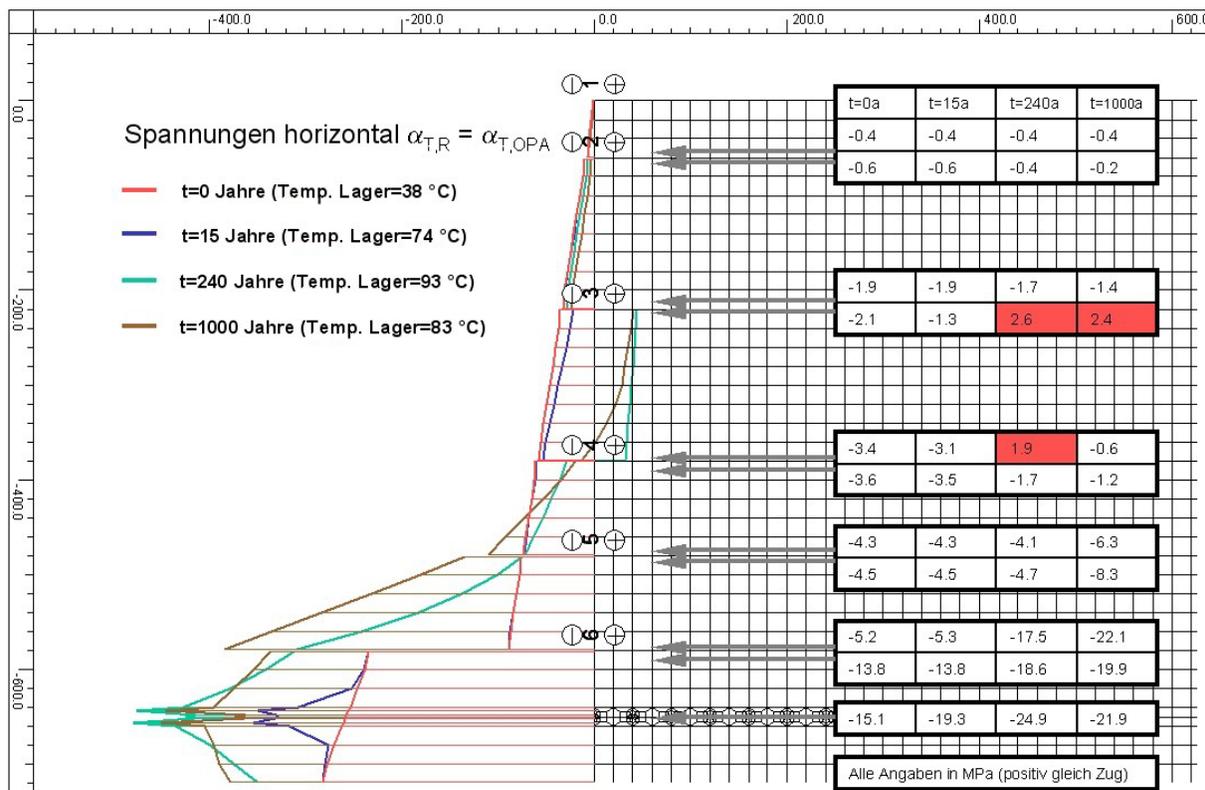


Fig. 6.10: Zeitliche Entwicklung der Horizontalspannungen über der Teufe

Andererseits muss hierzu auch angemerkt werden, dass in der vorliegenden Prognose noch einige Unsicherheiten enthalten sind. Schon für die bereits gezeigte Variation des thermischen Ausdehnungskoeffizienten α_T werden reduzierte Zugspannungswerte erhalten. Eine weitere Verschiebung des Horizontalspannungsverlaufes erfolgt durch die Korrektur der Seitendruckbeiwerte K_0 und in geringerem Ausmass auch durch die Anpassung der Poissonzahlen. Diese Korrekturen der Eingangsparameter können jedoch erst im Zuge weiterer Erkundungsmassnahmen, die auch das Deckgebirge ausführlicher berücksichtigen, vorgenommen werden. Es kann angenommen werden, dass für die korrigierten Werte keine Zugspannungen mehr erhalten werden.

Für den Fall, dass auch dann noch Zugspannungen im oberen Malm ermittelt werden, kann davon ausgegangen werden, dass sie an bestehenden Diskontinuitäten entsprechend abgebaut werden.

Um diese Annahme zu überprüfen, wurde eine weitere Variante angesetzt und berechnet, auf deren detaillierte Darstellung an dieser Stelle verzichtet werden soll. Im oberen Malm wurde eine vertikale Kluft mit verschlechterten Kohäsions- und Scherparametern entlang einer vertikalen Linie simuliert für den Fall, dass im Gestein bereits Klüfte und Störzonen vorhanden sind. Es konnte bestätigt werden, dass die Zugspannungen in solchen Bereichen vollständig abgebaut werden. Weiterhin wurde eine Störzone simuliert, indem angrenzend zur Kluft der E-Modul des Materials zusätzlich reduziert wurde. Auch hiermit konnte bestätigt werden, dass evtl. vorhandene Zugspannungen in solchen Bereichen abgebaut werden.

6.4.5 Deformationen auf Lagerebene

Aufgrund der Erwärmung des Wirtgesteins durch die eingelagerten Abfälle entsteht eine Druckerhöhung im umgebenden Gestein. Diese Druckerhöhung hat insbesondere auf die Sicherung bzw. die Innenschale der Teilbauwerke auf der Lagerebene signifikante Auswirkungen.

Am Beispiel des Querschnittes für den Betriebstunnel wurde ermittelt, dass die vorgegebene Innenschale diesen zusätzlichen Beanspruchung nicht aufnehmen kann. Aus den Berechnungen mit einem Ansatz nach Mohr-Coulomb für das Materialverhalten geht hervor, dass die Ausbruchssicherung mit der vorgegebenen Dicke von 25 cm und einer Betonqualität von B35/25 bereits nach etwa 15 Jahren der Beanspruchung nicht mehr standhalten kann. Die maximal aufnehmbare Druckkraft pro Meter des vordimensionierten Querschnittes liegt bei $\approx 3'600 \text{ kN/m}^2$. Die temperaturinduzierten Verformungen im Gebirge können entweder mit einer stärkeren Innenschale durch Einbau einer grösseren Dicke, höherer Betonqualität mit höherem Bewehrungsgehalt oder mit einer deformationsweichen Innenschale abgefangen werden.

Da damit zu rechnen ist, dass bereits nach 15 Jahren alle Lagerstollen verfüllt sind, interessieren vor allem auch die Beanspruchungen nach 15 Jahren im Betriebstunnel. Der gewählte 2D Schnitt liegt parallel zu den Lagerstollen in einem Abstand von 1,75 m zu der Lagerstollenachse (vgl. Fig. 6.4). Die Wärmequellen sind als Punktquellen berücksichtigt und haben einen Abstand von 20 m. Damit wurde ansatzweise berücksichtigt, dass die Kanister in einem bestimmten Abstand zueinander aufgestellt werden und dass nicht ausschliesslich hochradioaktive Abfälle deponiert werden. Um das Verschlussbauwerk entsprechend zu berücksichtigen, wurde die letzte Wärmequelle mit einem Abstand von 47 m zum Betriebstunnel gesetzt. Das für diese Untersuchungen verwendete Modell ist aus dem in Figur 6.11 gezeigten Ausschnitt erkennbar.

Die Figur 6.12 zeigt die berechneten Verformungen im Bereich des Betriebstunnels, die dabei ermittelten Schnittkräfte sind in der Figur 6.13 dargestellt.

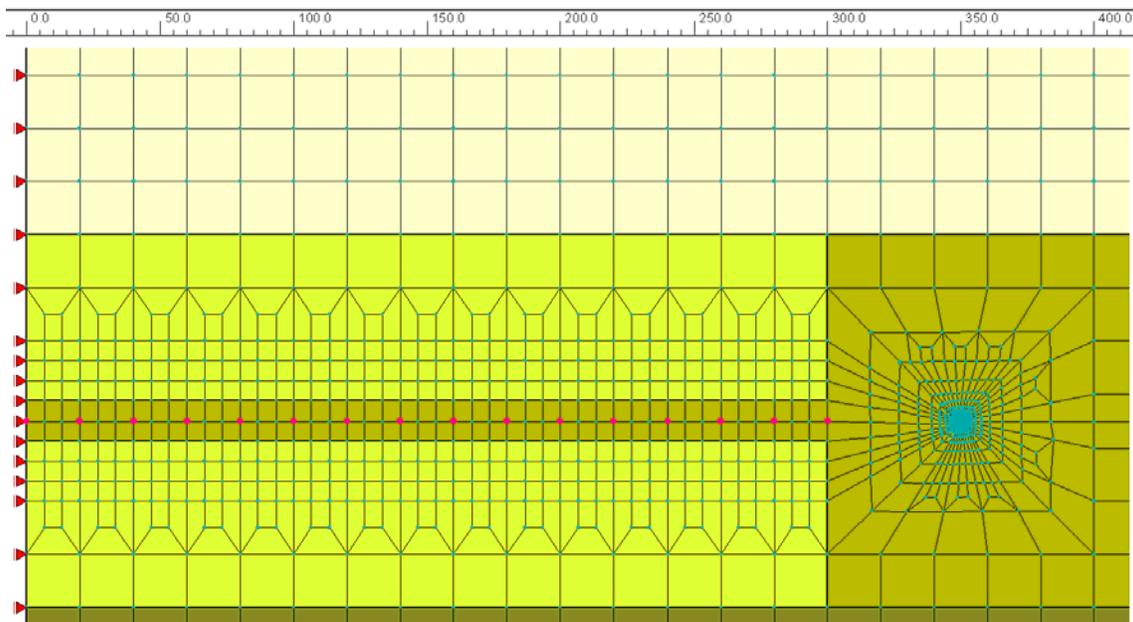


Fig. 6.11: Modellausschnitt zur Untersuchung der Auswirkungen auf den Betriebstunnel

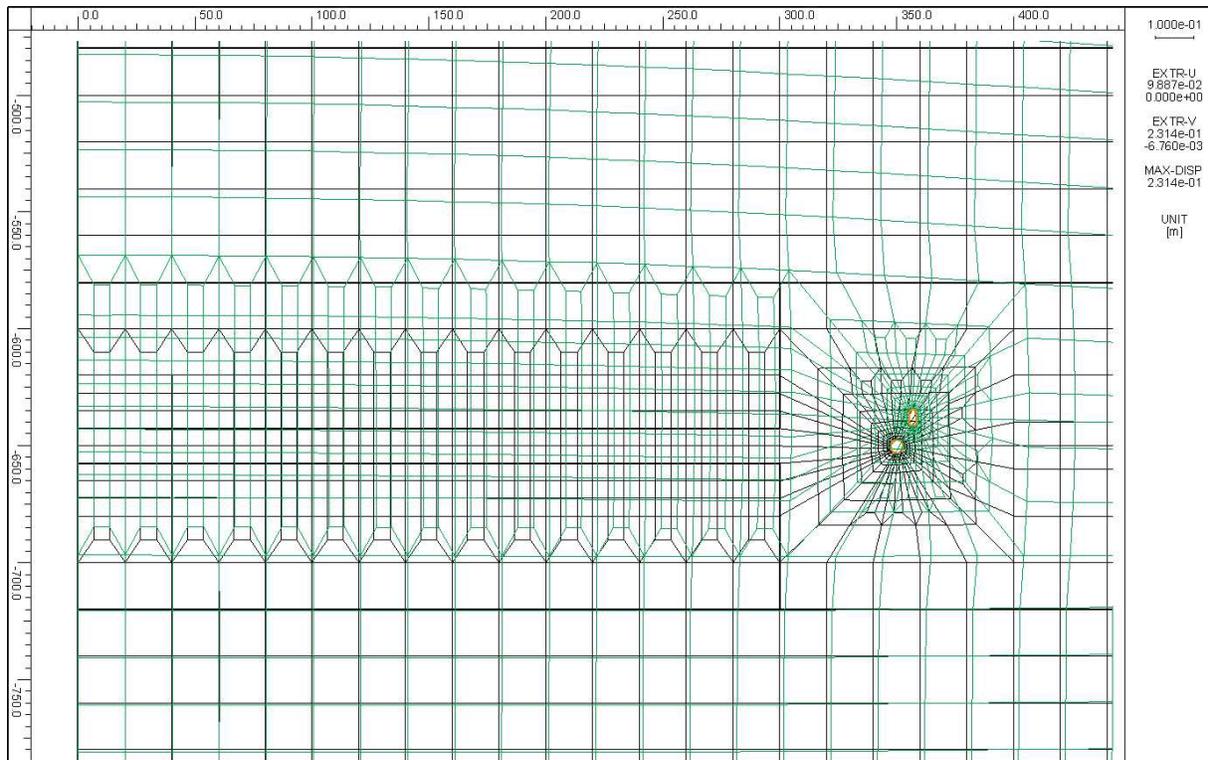


Fig. 6.12: überhöht dargestellte temperaturinduzierte Deformationen im Bereich des Betriebstunnels

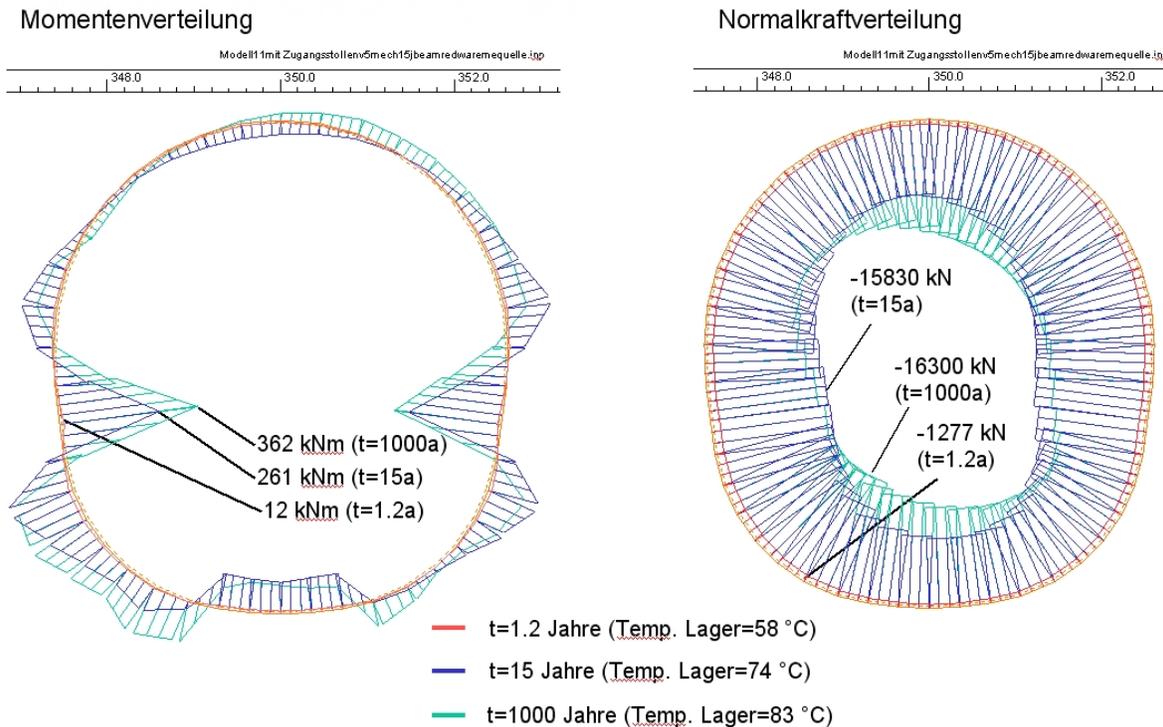


Fig. 6.13: Momenten- und Normalkraftverteilung infolge temperaturinduzierten Deformationen für den Betriebstunnel zu verschiedenen charakteristischen Zeitpunkten

Hierzu ist zu erläutern, dass aus modelltechnischen Gründen die Innenschale im Betriebstunnel zum Zeitpunkt $t = 1.2$ Jahre eingebaut wird. In Realität erfolgt der Einbau deutlich früher. Die weiteren hierin enthaltenen Berechnungsannahmen (Wärmequellen, Parameter) wurden bereits in den vorangegangenen Abschnitten erläutert.

Die Berechnungen ergaben, dass bereits nach 15 Jahren die Beanspruchung der Innenschale des Betriebstunnels so gross wird, dass ein Versagen infolge Druck- und Momentenbeanspruchung erwartet wird. Es ist zumindest mit Abplatzungen zu rechnen. Die Normalkräfte sind hierbei über den Umfang ungefähr konstant verteilt. Dies ist insofern plausibel, da eine Entlastung der Innenschale durch das Gebirge blockiert wird. Durch den Einbau von Stauelementen in der Innenschale beispielsweise könnten solche Deformationseffekte aufgefangen werden.

Ein weiterer Aspekt, der in diesem Zusammenhang untersucht wurde, ist die Abschätzung der Wärmeausbreitungsgeschwindigkeit und der damit einhergehenden Deformationen auf der Lagerebene. Dahinter verbirgt sich die Fragestellung, inwieweit ein noch aufzufahrender Lagerstollen bereits in ein thermisch belastetes Gebirge vorgetrieben wird.

Hierzu wurde ein zeitlicher Abstand zwischen den einzelnen Lagerstollen bzgl. Vortrieb und Einlagerung von einem Jahr eingeführt, d.h. es wurde simuliert, dass die Auffahrung eines neuen Lagerstollens ein Jahr nach Einlagerung im Nachbarstollen geschieht.

Die Berechnungen ergaben, dass die Geschwindigkeit der Temperatúrauswirkungen in horizontaler Richtung stark variieren können in Abhängigkeit von der Temperaturdifferenz, jedoch in keinem Fall grösser als 13 m/a sind. Ein unter diesen Randbedingungen neu aufgefahrener Lagerstollen wird in einen Gebirgsbereich vorgetrieben, der von der Temperaturfront noch nicht erreicht wurde. Die horizontalen Verformungen hingegen, die sich in den erwärmten Lagerbereichen bereits ausgeprägt haben, sind an der Auffahrungsstelle translatorisch bereits enthalten.

Zu den FE-Berechnungen aus NIB 00-51 Rev. 1 ist anzumerken, dass bei der Dimensionierung der Innenschalen eine Berücksichtigung von zeitlichen Verläufen oder Ansätzen nicht erkennbar ist.

6.4.6 Schlussfolgerungen

Aufgrund der thermisch induzierten Spannungsänderungen sind weder im Wirtgestein noch in den Rahmengesteinen Zugspannungen zu erwarten. Somit kann auch davon ausgegangen werden, dass in diesem Bereich keine Rissneubildungen statt finden.

Die temperaturinduzierten mechanischen Verformungen sind keinesfalls zu vernachlässigen. Vor allem die Ausbruchssicherungen und die Innenschalen werden je nach gewählter Gebirgsentlastung vor dem Einbau starken zusätzlichen Beanspruchungen infolge Temperaturentbreitung des Gesteins ausgesetzt.

Um den zu erwartenden Gebirgsdeformationen entgegenzuwirken, sind für die Ausbruchssicherung möglichst flexible/weiche Systeme zu wählen. Die Funktion der Innenschale muss so lange gewährleistet bleiben, bis auf Lagerebene keinerlei Betrieb mehr stattfindet.

Eine mögliche Massnahme, um die entstehende Abwärme infolge Einlagerungsbetriebs zu nutzen, wäre die Kühlung der Abfälle im Tiefenlager. Eine überschlägige Abschätzung hat ergeben, dass im Zeitraum von 100 Jahren mit einer durchschnittlichen Wärmeenergieproduktion von 36 GWh pro Jahr gerechnet werden kann. Unter Annahme eines konservativen Wirkungsgrades von 50 % könnten mit dieser Energiemenge 1'800 Vierpersonenhaushalte geheizt werden. Eine Nutzung der Wärme darf aber den späteren Verschluss des Lagers und die Langzeitsicherheit nicht beeinträchtigen.

6.5 Modellierung hydraulisch-mechanisch gekoppelter Prozesse

Um hydraulisch gekoppelte Eigenschaften des Gebirges untersuchen zu können, wurden sehr konservative Randbedingungen gewählt. Der im NIB 00-51 Rev1 gewählte Porenwasserdruck von 8 MPa wurde in der überschlägigen Berechnung zu 6.5 MPa angenommen. Um einen Wasserdruck anbringen zu können, wurde der Ton als vollkommen gesättigt angenommen. Mit dem gewählten Modell wurden die Untersuchungen auf das Nahfeld konzentriert.

6.5.1 Beobachtete Prozesse

Der Einbezug der Porenwasserdrücke hat infolge der sehr kleinen Durchlässigkeit des Opalinustons eine starke zeitliche Verzögerung der primären Setzungen zur Folge. Um der geschichteten Struktur des Opalinustons Rechnung zu tragen, wurde in der ersten Näherung mit Multilamina-Materialeigenschaften gerechnet. Durch das dilatante Verhalten des Tons entstehen hierbei Unterdrücke im Porenwasser, welche das Materialverhalten des Tons entsprechend beeinflussen. Die zu erwartenden Plastifizierungen aus diesem Modell sind in der folgenden Figur 6.14 dargestellt.

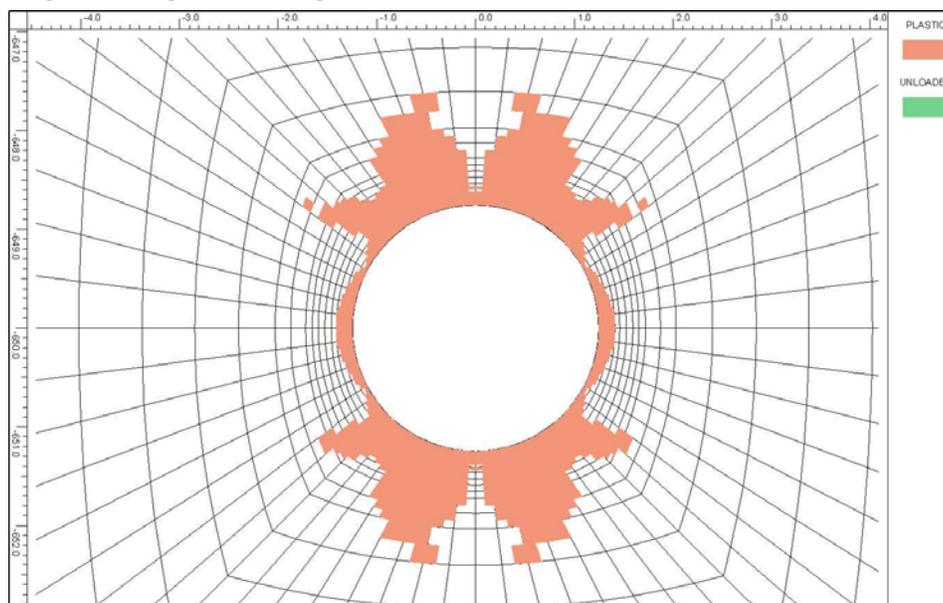


Fig. 6.14: *Plastifizierung nach 100 Jahren, Multilaminamodell mit blockierter Entsättigung und stark verlangsamten Gebirgsentlastung nach dem Aushub*

6.6 Gasausbreitung im Wirtgestein

Die anaerobe Korrosion von Metallen, der Abbau organischer Stoffe und die Radiolyse von Wasser führen zu der Entstehung von Gasen im Lagerbereich (NTB 04-06). Es handelt sich dabei vor allem um Wasserstoffgas (H_2), Kohlendioxyd (CO_2) und Methan (CH_4). Nach dem Behälterversagen wird zudem aus den BE Abfällen radioaktives ^{14}C freigesetzt.

Die geringe Gasdurchlässigkeit der technischen und natürlichen Barrieren behindert das Entweichen des Gases, was zu einem Druckaufbau in der Gasphase und in dem vorhandenen Grundwasser führt. Auch die Spannungsverhältnisse im Gestein werden durch diesen Druckaufbau beeinflusst. Ist genügend Druck im Gas aufgebaut, kommt es zu einem Wegfließen des Gases von der Quelle seines Entstehens durch die technischen Barrieren in das Wirtgestein. Im Zusammenhang mit der Langzeitsicherheit stellt sich die Frage, ob die-

ser Gastransport die Integrität und Langzeitsicherheit des Endlagers bzw. des Wirtgesteins gefährden könnte. Diese Frage wird nachfolgend diskutiert, wobei sich die Ausführungen auf die BE/HAA-Abfälle konzentrieren.

6.6.1 Zusammenfassung der bisherigen Arbeiten

Die umfangreichen Untersuchungen der Nagra zu der Produktion und zum Transport von Gasen im Endlager und im Wirtgestein sind in NTB 04-06 zusammengestellt. Der Bericht behandelt sowohl die BE/HAA als auch die LMA Abfälle. Grundlegende Berechnungen finden sich zudem in NIB 02-34. Aufgrund der Befragung durch die Experten der HSK hat die Nagra zusätzliche Berechnungen angestellt, die in zwei Aktennotizen AN 04-329 und AN 04-335 zusammengestellt sind. Auf die massgeblichen Prozesse und Parameter, die Berechnungsergebnisse und ihre Bedeutung wird nachfolgend eingegangen.

6.6.2 Massgebende Prozesse und Parameter

Korrosionsrate der BE/HAA Abfälle

Bei der Einlagerung abgebrannter Brennstäbe (BE) und verglaster Abfälle aus der Wiederaufbereitung (HAA) entsteht vor allem Wasserstoffgas als Folge der anaeroben Korrosion der Stahlbehälter. Die Produktion von Wasserstoffgas durch Radiolyse ist dagegen von untergeordneter Bedeutung ($< 1\%$). Wasserstoffgas aus der anaeroben Korrosion entsteht durch die Reaktion von Eisen mit Wasser. Die Geschwindigkeit des Korrosionsprozesses hängt dabei von drei Faktoren ab:

1. Der Korrosionsrate an der Oberfläche des korrodierenden Stahls bei unbeschränkter Verfügbarkeit von Wasser jedoch bei beschränkter Zugänglichkeit des Stahls für den Korrosionsprozess infolge der Blockierung dieses Zuganges durch den schützenden Belag an Korrosionsprodukten,
2. dem Einfluss des H_2 -Partialdruckes auf den Korrosionsprozess sowie
3. der Verfügbarkeit von Wasser an der Behälteroberfläche (Zuströmung von Grundwasser durch den Bentonit zur Behälteroberfläche).

Für die quantitative Beschreibung des Korrosionsprozesses ist vorerst abzuklären, welcher Prozess die dominierende Rolle spielt. Aus thermodynamischer Sicht (Neretnieks, 1985) kommt die Gasproduktion bei der hier als massgebend anzunehmenden Magnetitreaktion erst bei H_2 -Partialdrücken von rund 40 MPa zum Stillstand. Solche Drücke sind weit höher als die Gasdrücke, welche das Gestein infolge des Überlagerungsdruckes im Zürcher Weinland zurückhalten kann. Es ist deshalb anzunehmen, dass der Faktor zwei im Vergleich mit Faktor eins keine korrosionsbegrenzende Rolle spielt. Der Faktor drei ist schwieriger zu beurteilen. Untersuchungen der Nagra (AN 04-329) zeigen, dass auch bei hohen H_2 -Partialdrücken am Behälter infolge der kapillaren Saugwirkung des Bentonits immer noch

eine genügend hohe Luftfeuchtigkeit (> 60%) in den gasgefüllten Poren des Bentonits vorhanden ist um die Stahlkorrosion im Gang zu halten.

Zusammenfassend kann man die Schlussfolgerung ziehen, dass die Wassersättigung im Bentonit zu keinem Zeitpunkt den Grenzwert, der zum Stoppen der elektrolytischen Korrosion führen würde unterschreitet. Die Raten der Stahlkorrosion und der Produktion von Wasserstoffgas werden nicht durch die Verfügbarkeit von Wasser bzw. die Durchlässigkeit des Bentonits bzw. des Opalinustons kontrolliert. Es ist deshalb mit Korrosionsraten wie bei unbeschränkter Verfügbarkeit von Wasser zu rechnen.

Die Korrosionsrate von Stahl wurde unter verschiedenen geochemischen Bedingungen untersucht (Simpson, 1989, Peat et al., 2001, Smart, 2001). Diese Untersuchungen zeigen eine deutliche Abnahme der Korrosionsgeschwindigkeit mit der Zeit, die vor allem auf den Einfluss eines schützenden Magnetitbelages auf der Oberfläche des korrodierenden Stahls zurückgeführt wird. Die ermittelten Korrosionsraten werden durch die Analyse archäologischer Eisenfunde mit Altern von bis zu 2'000 Jahren bestätigt (Miller et al., 2000).

Aufgrund der oben erwähnten Befunde geht Nagra, (Nagra, 2002 und Nagra, 2004) von typisch-realistischen Korrosionsraten in der Grössenordnung von 0.1 – 1.0 um pro Jahr aus, was einer Gasproduktion von 0.4 – 4.0 mol pro Jahr und Behälter entspricht. Für eine mittlere Belegungsdichte von einem Behälter pro 8 m Lagertunnel und eine Gasproduktion von 4 mol pro Jahr und Behälter ergibt sich eine realistische Gasgenerationsrate von 0.5 mol pro Jahr und Tunnelmeter oder rund 0.0112 m³ Wasserstoffgas pro Tunnelmeter bei Standard Temperatur und Druckverhältnissen (STP).

6.6.3 Berücksichtigung der Wasserzehrung bei der Stahlkorrosion

Bei den Berechnungen der Gasdrücke und des Gastransportes in NTB 04-06 hat die Nagra den Effekt der Wasserzehrung bei der Stahlkorrosion im Sinne einer konservativen Vereinfachung weggelassen. Dadurch wurde nicht berücksichtigt, dass als Folge der Massenbilanz bei der Entstehung von Wasserstoffgas die gleiche Menge an Wasserstoffatomen auf der Wasserseite verschwinden muss. Auf Hinweis der Experten der HSK hat Nagra neue Berechnungen durchgeführt, welche die Massenbilanz berücksichtigen (AN 04-329). Die Ergebnisse zeigen, dass damit erwartungsgemäss eine deutliche Reduktion der Gasdrücke verbunden ist. Bei den realistischerweise anzunehmenden Korrosionsraten und damit verbundenen Gasflüssen bleibt der in den Lagerstollen zu erwartende Druck unter dem Wert von 13 MPa.

Schlussfolgerung: Unter Berücksichtigung der Wasserzehrung sind in der Umgebung der Abfallbehälter für hydrologisch vertretbare Durchlässigkeitsbeiwerte keine Gasdrücke grösser als 13 MPa zu erwarten. Damit ist auch nicht mit einer dilatanzbedingten Veränderung der Barrierenwirkungen des Bentonit und Opalinuston zu rechnen.

6.6.4 Zeitliche Abläufe

Bei einer Korrosionsrate von 1 μm pro Jahr dauert es rund 200'000 Jahre bis die Behälter vollständig korrodiert sind. Über diesen Zeitraum entstehen im BE/HAA-Lager durch die vollständige Korrosion der BE/HAA-Behälter mit einer Masse von rund 58'000 Tonnen Stahl (rund 1×10^9 mol Fe) insgesamt rund 4×10^7 m³ Wasserstoffgas H₂ bei STP Bedingungen.

6.6.5 Mechanismen für den Gastransport

Die massgebenden Mechanismen für den Gastransport sind nach NTB 04-06 (Nagra, 2004):

- Advektiv-diffusiver Transport von gelöstem Gas im Porenwasser
- Visko-kapillare Zweiphasenströmung
- Dilatanzkontrollierte Gasströmung
- Gastransport in makroskopischen Zerrklüften.

Der advektiv-diffusive Transport beschreibt die Ausbreitung desjenigen Anteils an Wasserstoffgas, das in gelöster Form im Porenwasser vorhanden ist. Der advektiver Transport erfolgt mit dem fließenden Porenwasser, während der diffusive Transport eine Folge der Konzentrationsgradienten des gelösten Wasserstoffgases im Porenwasser ist. Die geringe Durchlässigkeit des Bentonit und des Wirtgesteins limitiert die Wirksamkeit dieses Transportprozesses stark.

Die visko-kapillare Zweiphasenströmung tritt dann auf, wenn Wasserstoffgas auch als Gasphase neben dem Porenwasser existiert. In diesem Fall spielen die Kapillardrucke eine bedeutende Rolle. Infolge der Kapillarspannungen benötigt das Gas einen kapillaren Eintrittsdruck um das Wasser aus dem Porenraum zu verdrängen (Davies, 1991). Der Gaseintrittsdruck wird als Beziehung zu der intrinsischen Permeabilität experimentell bestimmt. Für den Opalinuston von Benken liegen die Werte bei rund 5 bis 10 MPa. Die Beziehung zwischen Kapillardruck und Wassergehalt eines Gesteins hängt von der Verteilung der Porengrößen ab und wird ebenfalls experimentell bestimmt: Sie kann auch z.B. mit dem Modell von van Genuchten/Mualem beschrieben werden (Nagra, 2004).

Bei den beiden letztgenannten Prozessen geht man davon aus, dass die Transporteigenschaften des Bentonit bzw. des Wirtgesteins durch die hohen Gasdrucke zumindest vorübergehend verändert werden. Bei der dilatanzkontrollierten Gasströmung werden die Poren aufgeweitet und es bilden sich höher durchlässige Porenkanäle. Steigt der Gasdruck weiter an, so bilden sich auch makroskopische Zerrklüfte.

Sowohl die dilatanzkontrollierte Aufweitung von Porenkanälen als auch die Bildung von makroskopischen Zerrklüften ist von den Spannungsverhältnissen im Gestein abhängig. Die Druckspannungen im Gestein und auch die Zugfestigkeit des Gesteins wirken der Bildung von Porenkanälen und Klüften entgegen. Weil die Zugfestigkeit des Wirtgesteins jedoch klein ist, ist vor allem die kleinste Druckspannung für das Einsetzen von dilatanzkontrollier-

ten Porenaufweitungen und Zerrklüften massgebend. Die kritischen Werte für das Zürcher Weinland liegen bei rund 13 – 15 MPa.

Durch die Dilatanz wird das Gestein kompaktiert während der gaserfüllte Porenraum zunimmt. Damit nimmt auch die Permeabilität des Gesteins zu. Hier ist zu berücksichtigen, dass es sich bei dem Opalinuston im Zürcher Weinland um einen überkonsolidierten Ton handelt, der in der Vergangenheit wesentlich höhere Druckbelastungen erfahren hat als dem heutigen Spannungszustand entspricht. Dementsprechend sind der dilatanzkontrollierten Kompaktion durch den Gasdruck enge Grenzen gesetzt und es ist nicht mit einer bedeutenden Erhöhung der Permeabilität zu rechnen.

In diesem Zusammenhang stellt sich natürlich die Frage, ob die erhöhte Permeabilität sich nach einem Rückgang des Gasdruckes wieder zurückbildet. Grundsätzlich gilt, wenn der Druck der Fluide in den Poren sinkt, erhöht sich die mittlere Effektivspannung und es ist zu erwarten, dass das Gebirge wieder kompaktiert. Dieser Effekt wurde bei mehreren Versuchen auch experimentell nachgewiesen:

- Bei mehreren Hydrotests nach Gasinjektionstests, Mt. Terri, GS-2, wurden wieder die typischen hydraulischen Durchlässigkeiten des OPA wie vor den Gastests gemessen (Enachescu et al. 2002).
- Nach einem der beiden Gaspermeabilitätstests an Kernmaterial von Benken wurde im abschliessenden hydraulischen Test kein Hinweis auf eine veränderte hydraulischen Durchlässigkeit gefunden.
- Experimente am Mt. Terri zur Selbstabdichtung zeigen, dass bei Erhöhung der mittleren Effektivspannung dilatanzbedingte Permeabilitätserhöhungen weitgehend reversibel sind.

Schlussfolgerung: Selbst wenn dilatanzbedingte Veränderungen durch hohe Gas-/ Wasserdrücke nicht ausgeschlossen werden könnten, ist aufgrund der vorhandenen experimentellen Beobachtungen nicht mit einer irreversiblen Erhöhung der Wasserdurchlässigkeit nach dem Abbau der Gasdrücke zu rechnen. Wenn der Porenwasserdruck sinkt, erhöht sich die mittlere Effektivspannung und es ist zu erwarten, dass das Gebirge wieder kompaktiert.

6.6.6 Schlussfolgerungen

- Die zeitlichen Abläufe belegen, dass die maximalen Gasmengen und Gasdrücke erst nach dem Abklingen des Temperaturpulses zu erwarten sind.
- Obwohl in den Berechnungen der Nagra einige „Konservatismen“ eingebaut sind, die in dieser Form und Kombination kaum auftreten dürften, liegt das Ergebnis immer noch auf der sicheren Seite.

- Die Berechnungsparameter bzgl. der Eigenschaften des OPA können im Zuge der weiteren Erkundungsschritte noch weiter eingegrenzt werden, die zunächst verwendeten Abschätzungen erscheinen vernünftig gewählt.
- Die massgebenden Mechanismen für den Gastransport im OPA (z.B. Transportwege) erscheinen aus unserer Sicht keine wesentlichen Lücken aufzuweisen.
- Die Barriereigenschaften des OPA werden hierdurch nicht in nennenswertem Umfang beeinträchtigt.

6.7 Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Durch die Wärmeabstrahlung der Abfälle wird das Wirt- und Rahmengestein unter und über dem Lagerbereich im Laufe der Zeit aufgewärmt. Diese Aufwärmung führt zu Spannungsänderungen im Gebirge, zu Änderungen in den Porenwasserspannungen und zu einer Volumenausdehnung des Gesteins. Die wesentlichsten Auswirkungen können wie folgt beschrieben werden:

- Durch die Erwärmung wölbt sich das Gestein sowohl unter als auch über dem Lagerbereich auf. Die Aufwölbung nimmt von der Lagerebene gegen die Geländeoberfläche zu. Sie kann über den Zeitraum von mehreren hundert bis tausend Jahren auf der Lagerebene eine Grössenordnung von zwei, an der Geländeoberfläche bis zu acht Dezimetern erreichen. Die Tabelle 6.2 fasst die wesentlichsten Berechnungsergebnisse zusammen.
- Die Spannungsänderungen und Deformationen aus thermisch-mechanischer Kopplung sind signifikant. Sie führen jedoch nicht zu Zugspannungen im OPA und im angrenzenden Rahmengestein. Damit ist auch nicht mit der Bildung von thermisch induzierten Wasserwegsamkeiten in den oder durch den OPA zu rechnen.
- Im Deckgebirge oberhalb des Lagerbereiches sind Kluftöffnungen und Schubversätze grundsätzlich möglich. Sie können dort neue Wasserwegsamkeiten schaffen. Unter ungünstigen Randbedingungen kann langfristig auch eine Beschädigung der Verkleidung und insbesondere der Abdichtungs- und Entwässerungseinbauten des darüber liegenden Zugangstunnels und des Schachtes nicht ausgeschlossen werden. Wir rechnen diesem Sachverhalt jedoch keine Relevanz für die Langzeitsicherheit zu.
- Die thermisch induzierten Zusatzspannungen und Deformationen können schon in relativ kurzen Zeiträumen zu Schäden an den Innenschalen der Betriebs- und Bautunnel führen. Diese Schäden müssen bei einem langen Offenhalten des Lagers repariert werden.
- Die prognostizierten Auflockerungen im Nahfeld der Lagerstollen BE/HAA konnten bestätigt werden.

- Weiterhin konnte rechnerisch nachgewiesen werden, dass den beiden Hauptaquiferen über und unter dem Lagerbereich praktisch keine bedeutende Kühlwirkung für die Betrachtung der Temperaturousbreitung infolge Einlagerungsbetriebs zugeschrieben werden kann. Die entsprechende horizontale Grundwasserströmung ist zu gering für einen lateralen Abtransport der Wärmeenergie.
- Für die Phase des Parallelbetriebs von Bau der Lagerstollen einerseits und Einlagerungsbetrieb andererseits (Bauetappe 3) sind erhöhte Anforderungen an das Lüftungssystem zu erwarten hinsichtlich der Abführung der thermischen Last.
- Die rechnerische Auswirkung einer Kühlung des Lagerbereiches durch die Lüftung der Bau- und Lagerstollen auf die prognostizierten Verformungen sowohl im Nah- als auch im Fernfeld ist nur von sehr geringem Ausmass und kann daher vernachlässigt werden.
- Die vorgeschlagene Innenschalendicke zumindest von Betriebs- und Bautunnel kann die zusätzliche Belastung aus prognostiziertem Erwärmungsverhalten nicht aufnehmen. Die Dimensionierung der verschiedenen Innenschalen nach NIB 00-51 Rev.1 sollte aufgrund der dort dargestellten Elementgrössen einer eingehenden Überprüfung in der nächsten Planungsphase unterzogen werden.
- Die hier dargestellten Abschätzungen gehen von teilweise sehr konservativen Randbedingungen aus und stellen daher eine Obergrenze von möglichen Auswirkungen dar.
- Die Langzeitsicherheit des BE/HAA Lagers ist durch die Stahlkorrosion bzw. die damit verbundene Entstehung von Wasserstoffgas nicht gefährdet.

7 Beurteilung der Bautechnischen Aspekte

7.1 Zentrale Fragestellungen

Unter dem Begriff „Bautechnik“ wurden alle Inhalte betrachtet, die sich mit dem Layout der Gesamtanlage, der Dimensionierung der vorgesehenen Querschnitte und den damit verbundenen Bau- und Auffahrungskonzepten befassen. Bei der Überprüfung der Querschnitte von Tunneln, Stollen und Schächten wurden neben den Anforderungen aus dem Bau auch die Anforderungen aus Betrieb, Unterhalt, Verfüllung und Versiegelung berücksichtigt.

Aussagen der Nagra zum Betriebskonzept und zur Sicherheit während der Bau- und der Betriebsphase wurden hierbei ebenso berücksichtigt wie auch Angaben zur Lüftung und zum Entwässerungskonzept. Die veranschlagten Bauzeiten wurden überschlägig geprüft. Als weiteres Beurteilungskriterium wurde ein Vergleich mit ausländischen Endlagerprojekten durchgeführt.

Bei der Überprüfung wurde ein Potenzial für Projektoptimierungen festgestellt. Solche Aspekte wurden zu Händen einer zukünftigen Projektierungshase festgehalten. Ausgehend von der Zielsetzung des Entsorgungsnachweises konzentriert sich der vorliegende Abschlussbericht jedoch auf die bautechnische Machbarkeit des vorgestellten Projektes. Die Beurteilung der bautechnischen Machbarkeit wurde anhand von folgenden Leitfragestellungen vorgenommen:

1. Ist das vorgeschlagene Layout der Anlage zweckmässig und entspricht es den Anforderungen der EKRA gemäss neuem Kernenergiegesetz?
2. Sind die vorgeschlagenen Tunnel-, Stollen- und Schachtquerschnitte für alle vorgesehenen Bau- und Betriebsphasen sowie Verfüllung und Versiegelung ausreichend dimensioniert?
3. Sind die gewählten Bauverfahren für Ausbruch, Schutterung und Sicherung zweckmässig und machbar?
4. Sind die vorgeschlagenen Bauzeiten realistisch?
5. Ist der vorgeschlagene dauerhafte Innenausbau zweckmässig?
6. Ist die Arbeitssicherheit in allen Bau- und Betriebsphasen gewährleistet?
7. Ist der Einlagerungsbetrieb sicher durchführbar?
8. Ist mit Lüftungstechnischen Problemen zu rechnen?
9. Gibt es hinsichtlich des Layouts der Gesamtanlage Optimierungsansätze auch im Hinblick auf den Vergleich mit anderen Anlagen?

Die zentrale Beurteilungsgrundlage war hierbei der NTB 02-02 unter Berücksichtigung aller weiteren zugehörigen Unterlagen. Aufgrund von Fragen und Hinweisen der Experten hat Nagra die Tunnelquerschnitte und Bauverfahren überprüft und teilweise angepasst. Die angepassten Geometrien und Verfahren wurden im NIB 04-06 zusammengestellt. Die vorliegende Schlussbewertung der bautechnischen Machbarkeit wurde daher auf der Grundlage beider Berichte durchgeführt und berücksichtigt daher zusätzlich auch die Aussagen des NIB 04-06.

7.2 Exploration unter Tag – Bauetappe 1

Die Bauetappe 1 beinhaltet die Erstellung des Zugangstunnels sowie die Einrichtung des Felslabors am Fusspunkt des Zugangstunnels (s. Fig. 7.1).

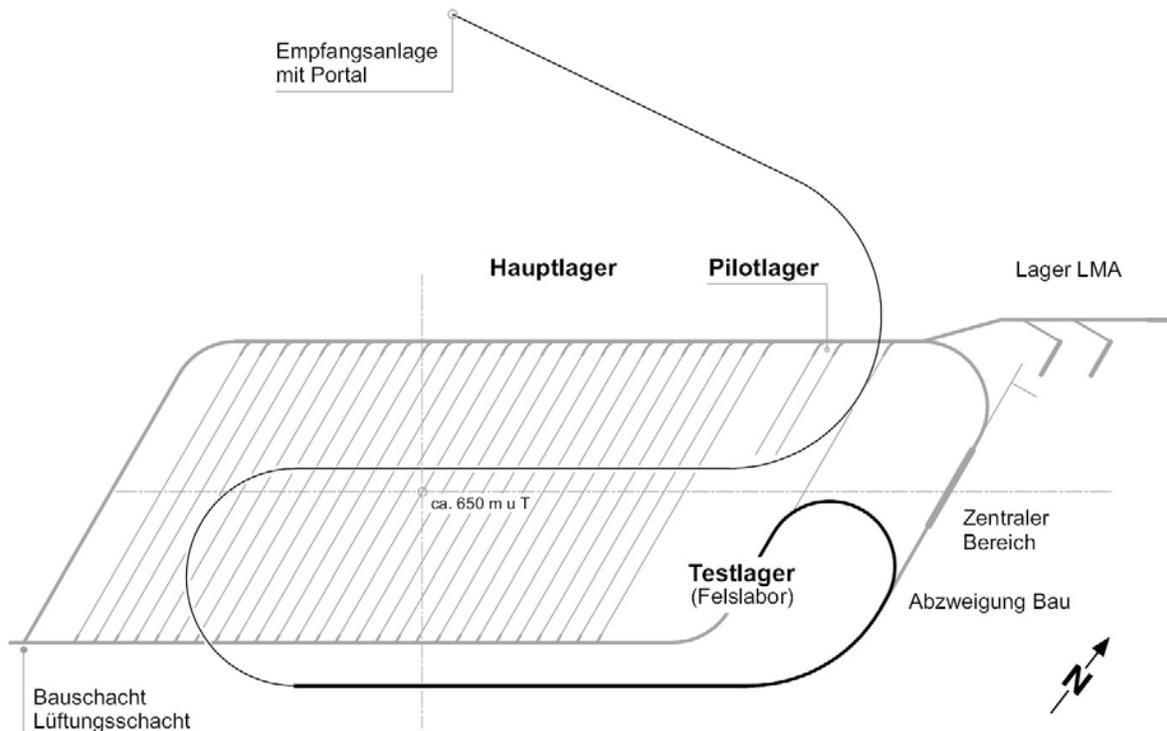


Fig. 7.1: Schematische Darstellung der Bauetappe 1 (NTB 02-02)

7.2.1 Zugangstunnel

Der Vortrieb des Zugangstunnels ist mittels Sprengvortrieb und/oder einer Teilschnittmaschine vorgesehen. Diese Vorgehensarten sind sehr flexibel und eignen sich für alle anzutreffenden Gesteinsschichten. Vortriebstechnisch dürften neben den oberflächennahen Lockergesteinen sowie schlecht zementierten Sandsteinhorizonten in der USM die wasserführenden Kalke des Oberen Malms gewisse Herausforderungen bieten. Im Oberen Malm ist

mit lokalen Karsterscheinungen, wie beispielsweise wassergefüllten Hohlräumen und hohen Wasserdrücken, zu rechnen. Zur Minimierung des Risikos von Wassereinbrüchen wird die Ausführung von Vorauserkundungsbohrungen und soweit notwendig Gebirgsinjektionen empfohlen.

Die in NTB 02-02 vorgeschlagenen Ausbruchquerschnitte des Zugangstunnels mit rund 43.0 m² im Deckgebirge (zweischalige Bauweise) und 36.3 m² bei einschaliger Spritzbetonsicherung im Opalinuston erscheinen uns sowohl aus Sicht des Baus als auch des späteren Betriebes als zu klein. Die Begründung für grössere Querschnitte liegt vor allem in dem zu erwartenden Begegnungsverkehr. Dieser Punkt wurde mit der Nagra besprochen, welche darauf hin in NIB 04-06 grössere Ausbruchquerschnitte von bis zu 54.5 m² (zweischalig) und 47.1 m² (einschalig) vorgeschlagen hat.

Die neu vorgeschlagenen grösseren Querschnitte erachten wir als vernünftige Mindestwerte. Im Rahmen der späteren Detailplanung sind diese Querschnitte jedoch auf der Grundlage der Linienführung, der Bauverfahren, der zu erwartenden Konvergenzen und des Innenausbaus weiter zu optimieren. Der vorgesehene zweischalige Ausbau der Innenschale im wasserführenden Deckgebirge bzw. der einschalige Ausbau im Opalinuston erscheint zweckmässig. Mit dem zweischaligen Ausbau ist es jedoch bei den hohen zu erwartenden Wasserdrücken nicht möglich, den Wasserzufluss zum Zugangstunnel zu unterbinden. Es ist deshalb im Deckgebirge mit einem Wasserzufluss aus dem Gebirge zum Zugangstunnel zu rechnen. Es ist von grosser Bedeutung, dass dieses Wasser noch im Bereich des Deckgebirges aufgefangen und abgepumpt und so vom Opalinuston ferngehalten wird.

In der Bauphase sind Fahrzeugbegegnungen im Tunnel unvermeidbar. Bei einem zu kleinen Querschnitt können diese nur bei speziellen Aufweitungsstellen erfolgen. Begegnungsverkehr ist in einem vergrösserten Querschnitt besser möglich. Mit 5.00 m Sohlbreite wird auch eine grössere Fläche für die Baupiste angeboten. Eine Berücksichtigung von Konvergenzen, geologischen und arbeitsbedingten Überprofilen bleibt der späteren Ausführungsplanung vorbehalten.

7.2.1.1 Lichtraumprofil

Das erforderliche Lichtraumprofil ergibt sich aus der Kombination der Anforderungen aus allen Bau- und Nutzungsphasen.

7.2.1.1.1 Bauphase

Sämtliche Materialtransporte erfolgen über eine Dauer von 8 bis 10 Jahren (exkl. der Phase für Messungen und Experimente) mit Lastwagen oder Dumpfern (Muldenkippern) mit Wendesitz. Dabei wird in Spitzenzeiten von bis zu 50 Fahrten pro Tag rein für den Abtransport des Ausbruchmaterials ausgegangen. Werden die Transporte für Material und Mannschaft dazu gerechnet, erhöht sich die Anzahl der Fahrten auf schätzungsweise 70 pro Tag. Bei einem zweischichtigen Baubetrieb erfolgen somit lediglich 3 bis 5 Lastwagenfahrten pro Stunde im Zugangstunnel. Dies entspricht einer eher geringen Verkehrsfrequenz.

Infolge des relativ klein gewählten Nutzquerschnitts sind bereits bei der Auffahrung des Zugangstunnels entsprechende Nischen als Wendemöglichkeit und für die Beladung der Mulden bzw. für Rangierarbeiten, Begegnungsverkehr und Abstellplätze zu erstellen. Im zu beurteilenden Standortnachweis sind diese Nischen noch nicht enthalten. Aus baubetrieblichen Gründen werden sie spätestens im Zuge der Arbeitsvorbereitung für den Schrägtunnel von der bauausführenden Unternehmung erstellt. Die Lage sollte unter den Gesichtspunkten einer möglichen weiteren Nutzung bei der Endlagerung durch den Planer festgelegt werden.

Im NTB 02-02 (Kapitel 3.3.1.1) wird erwähnt, dass im Zugangstunnel ein Begegnen nur in Ausstellbuchten ermöglicht wird. Hierbei muss jedoch die Linienführung des Zugangstunnels beachtet werden. Neben geraden Abschnitten sind gemäss der Beilage 3-1 auch sehr enge Horizontalradien vorgesehen. Die Sichtweiten in diesen engen Kurven sind stark eingeschränkt. Gemäss den heute geltenden Richtlinien für Strassentunnel sollten die Ausstellbuchten bei Tunnellängen über 1.5 km in einem Abstand von 600 – 900 m wechselseitig angeordnet werden. Der Abstand kann aus arbeitstechnischen Gründen verkürzt werden. Für das vorliegende Endlagerprojekt haben diese Abstände sicher nicht verbindlichen Charakter, geben aber einen guten Anhaltspunkt. Eine Abschätzung der maximalen Sichtdistanz (Sehstrahlänge) in den Kurven ergibt jedoch, dass die Ausstellbuchten somit für die vorhandenen engen Radien ein deutlich engeres Raster aufweisen sollten bzw. dass eine Verkehrsregelung mit Ampeln erforderlich wird.

Eine weitere Alternative besteht in der Ausführung breiterer Querschnitte mit Kreuzungsmöglichkeit. Bei der Grösse der Ausstellbuchten ist weiter zu beachten, dass Tunnelfahrzeuge wenden können, Rettungscontainer für die Vortriebsmannschaften und allenfalls Materialien deponiert werden können.

7.2.1.1.2 Anforderungen aus der Betriebsphase

Die Anforderungen an das Lichtraumprofil aus der Betriebsphase ergeben sich hauptsächlich aus der Sicherstellung von Gegenverkehr insbesondere von Rettungsfahrzeugen mit der Stollenbahn möglichst an allen Stellen.

Eine weitere Anforderung besteht in der Gewährleistung der Rückholbarkeit für die eingelagerten Abfälle. Das Lichtraumprofil muss auch nach der erfolgten Fertigstellung des Innenausbaus genügend Platz vorsehen, um im Falle einer angeordneten Rückgewinnung der Abfälle die benötigten Fahrzeuge und Geräte aufnehmen zu können.

Eine Obergrenze für die Grösse des Lichtraumprofils stellt insbesondere aus wirtschaftlicher Sicht die Verfüllung des Querschnittes dar.

7.2.1.2 *Aufbau des Querschnitts*

Der ursprüngliche Regelaufbau des Querschnittes für den Zugangstunnel aus dem NTB 02-02 ist in den nachfolgenden Figuren 7.2 und 7.3 widergegeben. Er enthält bekannte und

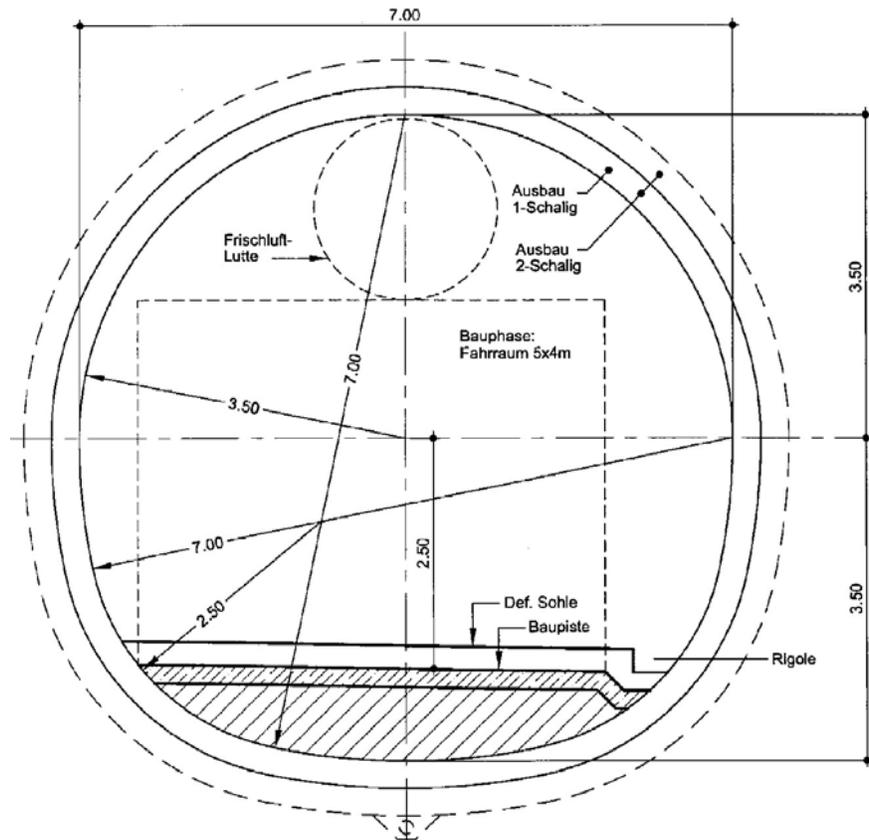


Fig. 7.4: Erweiterter Querschnitt nach NIB 04-06

Die bewehrte Innenschale sollte den statischen Erfordernissen entsprechend auf die zunehmende Überlagerung und die wechselnde Geologie variabel angepasst werden. Mit dem Einbau von Gitterträgern oder Stahlbögen ist zumindest lokal zu rechnen. Die dargestellten Felsanker werden als Systemanker interpretiert, die aufgrund der örtlich angetroffenen Verhältnisse noch mit längeren Ankern zu ergänzen ist. Schwierige geologische Verhältnisse können eine vorausseilende Kalottensicherung durch Spiesse oder Injektionsanker (Rohrschirm) erfordern. Die gewählte und vorgesehene Spritzbetonbauweise erweist sich hierbei als sehr flexibel. Die sichere Beherrschung der angetroffenen Verhältnisse durch Anpassung der Sicherungsmitteln ist somit jederzeit gewährleistet. Der Verfasser geht davon aus, dass im Rahmen der nachfolgenden Entwurfsbearbeitung diesem Umstand beispielsweise in Form von unterschiedlichen Profiltypen entsprechend Rechnung getragen wird.

7.2.1.4 Wasserhaltung und Abdichtung

Für den Bau des Zugangstunnels sind in periodischen Abständen mobile Auffang- und Absatzbecken vorgesehen (NIB 04-06), welche das beim Vortrieb anfallende Bergwasser aufnehmen sollen, um von dort nach oben gepumpt zu werden. Im einschaligen Querschnitt

läuft eine Sammelleitung (Längsdrainage) durch, welche das anfallende Wasser weiter ableiten kann.

Der zweischalige Querschnitt ist mit einer Abdichtung versehen, welche die Innenschale aussen komplett abdichtet (NTB 02-02). Damit sich hinter der Abdichtung kein grösserer Wasserdruck aufbauen kann, ist ein Drainage- und Abdichtungssystem vorgesehen, welches das aus dem Gebirge zufließende Wasser drainiert und den Fahrraum abdichtet. So können die hydrostatischen Einwirkungen auf die Abdichtungsfolie und die Innenschale reduziert werden.

Um zu verhindern, dass Wasser entlang der Ausbruchslängung mit in die Tiefe geführt wird, sind regelmässig Injektionsquerschnitte (Injektionskörper oder -schotte) vorgesehen. So soll sichergestellt werden, dass dem OPA nicht zusätzlich Wasser zugeführt wird, da sonst durch Quellerscheinungen Aufweichungen und Verdrückungen zu erwarten sind. In den vorliegenden Darstellungen für die Querschnitte des Zugangstunnels (NTB 02-02, Beilage 3-3; NIB 04-06, Beilagen 6.1 und 6.2) wird über eine innen angeordnete offene Rigole entsprechend dem Längsgefälle entwässert.

Die konzeptionellen Überlegungen im NTB 02-02 und im NIB 04-06 (Beilage 7.1) zur Wasserhaltung und Entwässerung lassen erkennen, dass das erwartete anfallende Bergwasser möglichst von der Lagerebene fern zu halten ist. Daher ist insbesondere im Hangenden das kontinuierliche Sammeln und Herauspumpen vorgesehen. Im Endausbauzustand des Zugangstunnels wird das gefasste Bergwasser über Absetzbecken und einer noch nicht näher lokalisierten Pumpstation oberhalb des OPA (evtl. im Malm) in einer Druckleitung an die Oberfläche geführt. Der dafür benötigte zugängliche Leitungsraum ist im Zugangstunnel entsprechend vorzusehen.

7.2.1.5 Verkleidung und Innenausbau

Der zweischalige Zugangstunnel wird mit einer Ortbetoninnenschale verkleidet. Die Innenschale ist dem Schnitt A-A (NTB 02-02 Beilage 3-3) folgend, auch unterhalb der Sohle als Sohlbetonschale vorgesehen. Dieses ist zwar durchaus machbar, aber ausführungstechnisch nicht zweckmässig. Hier sollte, wie es allgemein üblich ist, das Sohlgewölbe komplett mit der Fahrbahn hergestellt werden.

Der Einsatz gerader Schalwagen mit einer Länge von beispielsweise 10 m bedingt eine polygonartige Bogenfahrt. In Kurven ragen die Blockfugen polygonartig in den Lichtraum hinein. Es wird davon ausgegangen, dass die verfahrenstechnischen, notwendigen Kurvenaufweitungen in den nachfolgenden Planungsphasen berücksichtigt werden. Dies gilt auch für die Einbauten, Bankette, Beleuchtung und Ausrüstungen. Bankette verleihen der Fahrbahn eine klare Struktur. Zudem ist durch Radabweiser sichergestellt, dass die im Tunnel verkehrenden Fahrzeuge das Tunnelgewölbe nicht berühren können oder mögliche Installationen beschädigen können (Bau- und Betriebsphase).

7.2.1.6 *Werkleitungen*

In der Sohle ist ein Kabelblock mit vier Leerrohren vorgesehen. Die endgültige Anzahl der erforderlichen Kabelleerrohre ergibt sich aus den Anforderungen für den Bau und den Betrieb. Die Überwachung der Anlage (auch in der Bauphase) findet in der Regel von der Oberfläche (Betriebsgebäude) aus statt. Diese Überwachungsleitungen benötigen ebenfalls zusätzliche Leerrohre. Die im Gewölbe angeordneten Leitungen für Druckluft, Steuerungen, etc. sind nicht bemast und erscheinen zeichnerisch in ihrer Anordnung im Querschnitt. Abwasser (Bergwasser, Bohrwasser u.a.) wird über Druckrohre über tage geleitet. Da diese Rohre in regelmässigen Abständen auch zu unterhalten und zu säubern sind, sollten sie seitlich angeordnet und zugänglich sein. Im Entwurfsquerschnitt sind hierzu noch keine Detailangaben enthalten.

Erst nach Fertigstellung des Schachtes (Bauetappe 2) können Versorgungsleitungen aus dem Zugangstollen entfallen und im Schacht installiert werden.

Die Versorgung mit Frischluft in dieser Bauetappe 1 und 2 bedingt zwei Luttentouren mit ca. 1.50 m Durchmesser, die oben in der Firste angeordnet werden. Erst nachdem der Schacht für die Frischluftversorgung (Bewetterung, Abluft) herangezogen werden kann, können diese Belüftungsrohre wieder rückgebaut werden.

7.2.2 **Testlager (Felslabor)**

Im Testlagerbereich sind repräsentative Untersuchungen für das Tiefenlager vorgesehen. Das Testlager besteht aus einer Anordnung von verschiedenen Nischen und Kurzstollen. Die Geometrien dieser Stollen und Nischen, ihre Positionen sowie die benötigten Sicherungsmassnahmen werden erst im Rahmen der Detailplanung für das Testprogramm festgelegt. Hierbei können insbesondere die Erfahrungen aus dem Felslabor Mont Terri einfließen.

Es ist davon auszugehen, dass der Ausbruch im OPA entsprechend dem Zugangstunnel mittels Spreng- bzw. Teilschnittmaschinenvortrieb vorgesehen ist. Die notwendigen Sicherungsmassnahmen sind entsprechend den statischen Erfordernissen noch auszuwählen. Für die Durchführung von Versuchen und Messungen ist bei der vorliegenden Anordnung des Laborbereiches zu beachten, dass parallel dazu die Arbeiten für die laufenden Vortriebe der weiteren Querschnitte für die Bauetappen 2 und 3 statt finden. Inwieweit durch diese Vortriebsarbeiten Beeinträchtigungen auf Messergebnisse z.B. infolge Sprengerschütterungen, Baustellenverkehr mit schwerem Gerät etc. zu erwarten sind, ist bei der Detailplanung für das Felslabor noch gesondert zu prüfen.

7.2.3 **Schlussfolgerungen**

Die Machbarkeit der in der Explorationsphase zu erstellenden Querschnitte mit den vorgeschlagenen Verfahren ist gegeben. Die zunächst im NTB 02-02 vorgelegte Geometrie für den Zugangstunnel war nach Auffassung des Verfassers zu klein gewählt. Die vergrösserten Abmessungen nach NIB 04-06 hingegen erscheinen schon deutlich praktikabler hinsichtlich Bau und späterem Betrieb des Zugangstunnels und sind in jedem Falle vorzuzie-

hen. Angesichts der vielen und engen Kurven ist ein Gegenverkehrsbetrieb von Dumpfern nur bei Aufweitungen möglich.

In Anbetracht der zugewiesenen Funktion und der Betriebsdauer wäre für den Zugangstunnel eine weitere Vergrößerung und auch verbesserte Ausstattung hinsichtlich des Innenausbaus wünschenswert. Hierzu zeigt die Figur 7.5 einen Vorschlag von Emch+Berger mit entsprechend den Anforderungen variabler Spritzbetondicke. Für die bautechnische Machbarkeit des Testlagers werden keine Probleme gesehen.

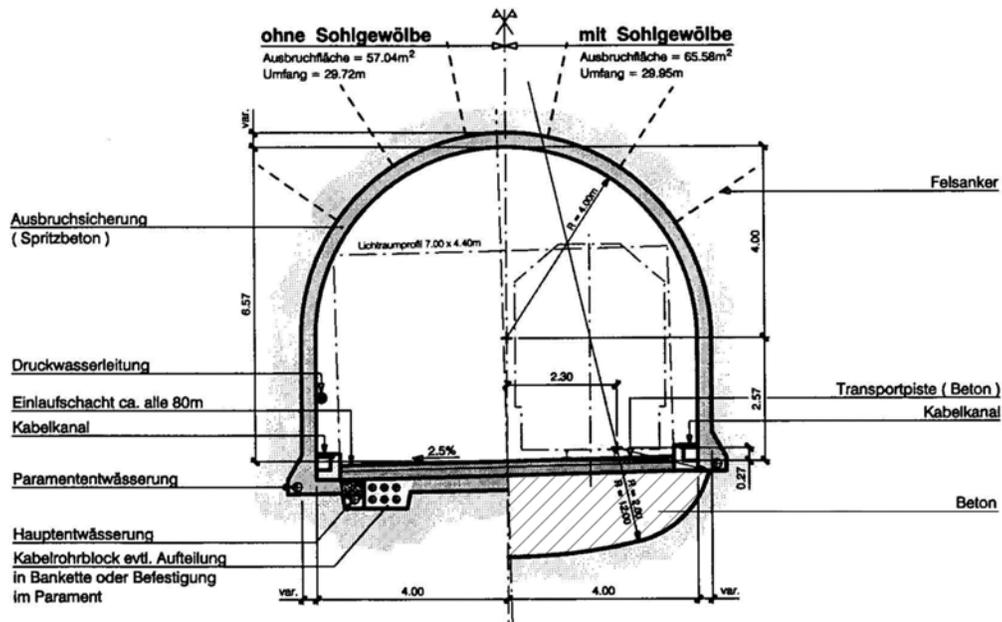


Fig. 7.5: Vorschlag E+B für eine mögliche Querschnittsgestaltung im Zugangstunnel

7.3 Bau der Lageranlage – Bauetappe 2

Die Bauetappe 2 umfasst die Auffahrung des Zentralen Bereichs, aller Bau- und Betriebs-tunnel, Lagerbereich LMA inkl. Lüftungstunnel und Pilotlager sowie des Lüftungs-/Bauschachtes (s. Fig. 7.6). Auch die Herstellung der Ansatzpunkte für die TBM zur späteren Auffahrung der Lagerstollen BE/HAA ist für die Bauetappe 2 vorgesehen.

7.3.1 Zentraler Bereich

Im zentralen Bereich wird während der späteren Betriebsphase der Anlage der gesamte Materialumschlag für das Tiefenlagers abgewickelt. Die verschiedenen Abfallstoffe werden einerseits auf die vorgesehenen Lagerbereiche verteilt und andererseits wird dort das benötigte Verfüllmaterial umgeschlagen. In der Beilage 3-4 (NTB 02-02) ist der entsprechende Tunnelquerschnitt mit zugehöriger Situation dargestellt.

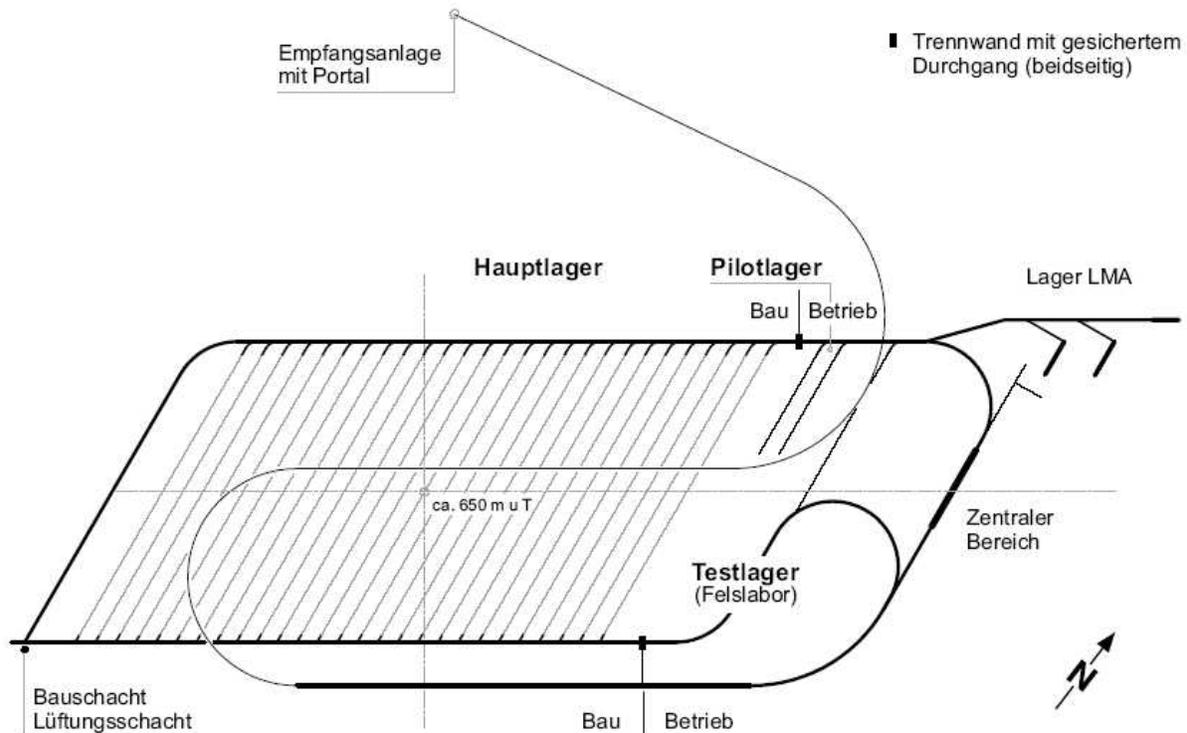


Fig. 7.6: Schematische Darstellung der Bauetappe 2 (NTB 02-02)

7.3.1.1 Lichtraumprofil und Querschnittsgestaltung

Im Grundriss der Beilage 3-4 (NTB 02-02) wurde der Zufahrt zum Zentralen Bereich (Richtung Portal) versehentlich der Schnitt C-C zugewiesen. Der Querschnitt C-C ist mit seiner Ausbruchfläche von 26.5 m^2 allerdings wesentlich kleiner als der Querschnitt des Zugangstunnels mit einer minimalen Ausbruchfläche von 36.3 m^2 . Der Zugangstunnel wird im gleichen Querschnitt nach der Abzweigung Bau geradlinig bis zum Zentralen Bereich weitergeführt.

Nur der Abzweig bis zur Pumpstation wurde als Bauzugang (C-C) angegeben. Die Querschnittsveränderung von einem kleinen Querschnitt (Zugangstunnel 36.3 m^2) auf den größeren Querschnitt (Zentraler Bereich 85.4 m^2) bedingt eine Aufweitungsstrecke (kontinuierliche Querschnittsvergrößerung). Um diesen Querschnittssprung technisch herstellen zu können, muss zunächst das grössere Profil aufgefahren werden und danach kann durch die Abschlusswand hindurch mit dem kleineren Tunnel (Betriebszugang) begonnen werden.

Der Gesamtausbruchsquerschnitt des zentralen Bereiches kann, bedingt durch die lichte Höhe, nicht im Vollausbuch erstellt werden. Nach dem Kalottenvortrieb ist die Strosse und das Sohlgewölbe profilgerecht nach zu holen. Die Spritzbetonstärke mit ca. 50 cm Dicke im Verbund mit den Ankern erscheint unter Beachtung der langen Standzeiten des Hohlraumes und der erforderlichen Sicherheiten ausreichend. Trotzdem bedarf es in der Ausführungsplanung hierzu eines statischen Nachweises.

Die Technikräume sind in der Beilage 3-4 (NTB 02-02) im Schnitt D-D mit gleicher Höhe angegeben wie der Zentrale Bereich, obwohl sich die Ausbruchsbreite von 11.78 m auf 8.80 m verringert. Dies kann partiell durch Kabelkanäle und tiefliegende Leitungen erforderlich werden. Querschnitte und Verschneidungen in diesem Bereich sollten im Zuge der Ausführungsplanung detaillierter überprüft werden.

7.3.1.2 Wasserhaltung und Abdichtung

Im Querschnitt für den Zentralen Bereich sind zwei Rigolen eingezeichnet. Eine Sammelleitung, wie sie im Zugangsstollen vorgesehen ist, wird im Opalinuston nicht für erforderlich erachtet. Eventuell vorhandenes Schmutzwasser wird mit einer Freispiegelleitung zur nächstgelegenen Pumpstation geführt. Hierbei sind die Gefälleverhältnisse in den einzelnen Stollen zu berücksichtigen, damit das minimal erforderliche Längsgefälle gewährleistet werden kann.

Weiterhin ist zu beachten, dass das gesamte Schmutzwasser des Lagers LMA und des Betriebstunnels zumindest zeitweise durch den Zentralen Bereich geführt werden muss. Erst nach Erstellung des Kontrollstollens kann dieser ggf. als Sammelstollen und Zuführungsleitung zur Pumpstation genutzt werden. Das Entwässerungskonzept basiert auf der Annahme trockener Querschnitte mit nur geringem Bergwasserzulauf. Es lässt sich jedoch kurzfristig auf die tatsächlich angetroffenen Verhältnisse (bei der Auffahrung des Querschnittes) anpassen.

7.3.1.3 Werkleitungen

Die dargestellten Werkleitungen scheinen für den zentralen Bereich des Tiefenlagers eher zu knapp ausgelegt zu sein. Hierbei handelt es um eine schematische Anordnung, es besteht in der Bauphase die Möglichkeit zusätzliche Kabelleerrohre anzuordnen oder einige Werkleitungen am Gewölbe zu verlegen. Die Abzweige zu den einzelnen Technikräumen erfolgen durch Kabelschächte, in den Technikräumen können Kabelkanäle oder Doppelböden eingezogen werden.

7.3.2 Haupttunnel

Mit dem Begriff „Haupttunnel“ werden nachfolgend alle Teilbauwerke zusammengefasst, welchen im Grundriss der Anlage (NTB 02-02 Beilage 3-1) der in der Beilage 3-6 (NTB 02-02) dargestellte Querschnitt C-C zugewiesen wurde. Dazu gehören der Betriebszugang, die Betriebstunnel LMA, der Betriebstunnel BE/HAA, der Lüftungstunnel, der Bautunnel und der Bauzugang. Sie unterscheiden sich im wesentlichen nur durch den jeweiligen Innenausbau.

Der Lüftungstunnel wird auch als Sicherheitsstollen für den Bau und den Betrieb beschrieben (NTB 02-02, S. 39). Er dient darüber hinaus auch als Fluchtstollen, Entwässerungsstollen und zusätzlichen Wetterstollen für die vollständige Zwangsbewetterung des Grubengebäudes.

7.3.2.1 Lichtraumprofil und Querschnittsgestaltung

Die später eingesetzte Stollenbahn füllt den Tunnelquerschnitt fast komplett aus. Das Lichtraumprofil enthält in der Darstellung keinen Sicherheitsraum zur Spritzbetonschale. Da die Spritzbetonoberfläche auch bedingt durch vorhanden Anker nicht so genau wie eine Ortbetoninnenschale hergestellt werden kann, sind in der Ausführungsplanung hier Sicherheitsabstände oder Toleranzen zu berücksichtigen.

Vom Bautunnel aus gehen gegen die Vortriebsrichtung die Lagerstollen spitzwinkelig nach Norden ab. Es ist nicht möglich diese Stollen bzw. die Abzweige im gleichen Arbeitsgang mit zu erstellen. Erst nach kompletter Auffahrung bis zum Schacht kann die TSM gewendet und die Anfahrstollen aufgeweitet und aufgefahren werden. Diese Schwierigkeiten treten auch beim Sprengvortrieb auf, da auch hier die Vortriebsgeräte gedreht werden müssen. In diesem Bereich des langen Bautunnels ist für den Vortrieb der Strecke die zusätzliche Auffahrung von Ausstellbuchten und Wendenischen unerlässlich.

Weiterhin sind auch die Aufweitungen für die Abzweigungen des Betriebstunnels bereits zu berücksichtigen, indem sie sofort miterstellt werden. Diese ermöglichen dann eine einfachere Baustellenlogistik, bieten Wendemöglichkeiten für die Tunnelfahrzeuge und erlauben die Bereitstellung von Rettungscontainern.

7.3.2.2 Innenschale

Für die Dimensionierung der Innenschale reicht ein üblicher Standsicherheitsnachweis nicht aus. In diesem Lagerbereich ist aus der späteren Betriebsphase mit einer signifikanten Temperaturerhöhung zu rechnen, die sich auch auf die Dimensionierung der Ausbruchssicherung auswirkt. Dieser Lastfall „Temperaturverformung“ sollte bereits für die Innenschale nachgewiesen werden. Nähere Angaben sind hierzu im Kapitel 5 enthalten. In der nachfolgenden Planungsphase ist die weitere Vorgehensweise festzulegen, da auch Auswirkungen auf den Lichtraum zu erwarten sind.

7.3.2.3 Wasserhaltung und Abdichtung

Die Wasserhaltung ist auf den sehr schwach geneigten Tunnelstrecken relativ schwierig zu realisieren. Obwohl mit wenig oder keinem Wasser gerechnet zu rechnen ist, ist darauf zu achten, dass ein minimales Längsgefälle eingehalten wird.

Das anfallende Wasser muss gemäss Schnitt C-C (Beilage 3-6) die Trasse der Stollenbahn queren. In längeren Abschnitten (z.B. zwischen den Abzweigen zum Lagerstollen) kann das Wasser auf der höheren Wandseite gefasst werden und dann mit Querrinnen unter dem Gleis hindurch der Längsentwässerung zugeleitet werden.

7.3.2.4 Werkleitungen

Die an der Tunnelwand befestigten Kabel und Versorgungsleitungen können bei der Auffahrung der Lagerstollen beispielsweise durch eine Entgleisung beschädigt werden und somit zu Unterbrüchen in der Versorgung führen. Wir gehen davon aus, dass auch in den Be-

triebstunneln die Kabel-, Steuer- und Überwachungsleitungen mittels Leerrohre in die Sohle integrieren werden. Die erforderlichen unten angeordneten Kabel- und Versorgungsquerungen sind unter der Entwässerungsrinne durchzuleiten. Diese Detailplanung wird allerdings in der Regel zu einem späteren Zeitpunkt erstellt und würde den Rahmen des vorliegenden Nachweises der Machbarkeit sprengen.

7.3.3 Schacht und Schachtfuss

Der Bau- und Lüftungsschacht dient dem Material- und Personentransport. Ausserdem wird er als Lüftungsschacht und Notausstieg verwendet. Der Beschrieb dieser Schachtanlage ist im NTB 02-02 eher knapp gehalten. Eine detailliertere Beschreibung des Bauvorganges für die Schachterstellung ist im NIB 04-06 enthalten. Danach soll entgegen des ursprünglichen Ansatzes die Innenschale durchgehend einen Innendurchmesser von 3.60 m haben. Dies erscheint aus baulicher Sicht zweckmässig und führt zu Ausbruchdurchmessern von 4.50 bis 4.70 m. Somit wird zusätzlich benötigter Platz für eine günstigere Schachtaufteilung und Anordnung der Schachtausrüstung gewonnen. Die veränderte Darstellung und Ausführung des Schachtes wird für machbar und sinnvoll gehalten. In der Fig. 7.7 ist der erweiterte Schachtquerschnitt nach NIB 04-06 dargestellt.

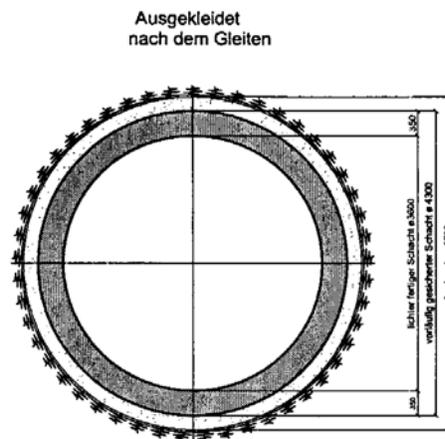


Fig. 7.7: Schachtquerschnitt nach NIB 04-06

7.3.3.1 Ausbruch und Sicherung

Der in NTB 02-02 vorgeschlagene Ausbruchdurchmesser von 4.0 m und ein Innendurchmesser des ausgebauten Schachtes von 3.0 m erscheinen uns zu gering. Das vorgeschlagene Raisedrill-Verfahren ist zudem nicht für die gesamte Schachtlänge geeignet. Diese Punkte wurden mit der Nagra besprochen, welche anschliessend in NIB 04-06 neue Lösungen für den Schachtquerschnitt und die Bauverfahren vorgelegt haben.

Für die Herstellung wird der Schacht nun in drei Zonen aufgeteilt. Dies wird mit der anstehenden Geologie und den daraus resultierenden, unterschiedlichen Anforderungen an die

Bauverfahren begründet. Die ersten rund 70 m der Zone 1 in der Lockergesteinsstrecke sollen im Schutz einer überschnittenen Bohrpfahlwand aufgefahren werden. Der Bau einer überschnittenen Bohrpfahlwand mit einer Tiefe von 70 m ist technisch sehr anspruchsvoll. Die Pfahlfüsse können herstellungsbedingt seitlich nach aussen weglaufen und somit kann Wasser in den Schacht zulaufen. Diese vermutlich eher geringen Wasserzuflüsse müssen mit Injektionen reduziert werden.

In der Zone 2 von ca. 70 m bis ca. 330 m unter GOK ist ein konventionelles Abteufen des Schachtes im Sprengvortrieb vorgesehen. Über voreilende Zementinjektionen sollen Wasserzuflüsse und Sickerwasser reduziert werden. Alle 15 bis 25 m sollen Vorerkundungs- bzw. Injektionssohlen eingerichtet werden, mit einer Überlappungslänge von ca. 8 bis 10 m. Dies bedeutet für die Ausführung, dass bis zu 35 m lange Injektionsbohrungen zu erstellen und zu verpressen sind. Es ist zu beachten, dass mit dem Schacht im Oberen Malm möglicherweise verkarstete, wasserführende Zonen mit hohem Wasserdruck zu durchfahren sind. Die Erkundungs- und Injektionsbohrungen müssen deshalb möglicherweise im Schutze von Standrohren und Preventern durchgeführt werden.

Ab der Zone 3, von ca. 330 m bis 670 m Teufe soll vom Sprengvortrieb auf das gebirgschonendere Raisedrill-Verfahren umgestellt werden. Das Vorbohrloch wird vom Schachtkopf aus gebohrt. Als Führung wird auf der betonierten Schachtsohle ein Mittelrohr (Verrohrung) gesetzt. Nach dem Erreichen der Endteufe wird der Raisebohrkopf montiert und der Schacht von unten nach oben aufgeweitet. Die Schachtauskleidung wird nach Abschluss der Raisebohrung ebenfalls von unten nach oben eingebracht. Zusickerndes Wasser wird gefasst und aus dem Schacht weggepumpt.

Wir beurteilen das in NIB 04-06 vorgeschlagene Verfahren als machbar. Als Alternative könnte überlegt werden, den Schacht ein bis zweimal, vor allem an der Basis von wasserführenden Horizonten, mit dem Zugangstunnel zu verbinden. Dadurch könnte der Wasserdruck im Schachtbereich durch Bohrungen aus dem Zugangstunnel abgemindert und die Wasserhaltung erleichtert werden.

Es stellt sich grundsätzlich die Frage warum für die letzten ca. 300 m das bis dahin bewährte Teufverfahren aufgegeben wird. Das Raisedrill-Verfahren ist sicherlich durchführbar, hat aber den grossen Nachteil, dass der Schacht erst nach komplettem Hochbohren abschliessend gesichert werden kann. Über weite Bereiche bleibt die Ausbruchleibung lange Zeit ungeschützt, so dass Auflockerungen, Austrocknungen des Tones und Auswaschungen sowie Quellvorgänge bei Wasserzutritten entstehen. Gegenmassnahmen (Spritzbeton, Bewehrung, Anker) können verfahrensbedingt erst nach dem Ausbau des Bohrkopfes durchgeführt werden und greifen erst spät. Daher sollte auf das Raisedrill-Verfahren verzichtet werden unter Beibehaltung des konventionellen Teufverfahrens. Nach Fertigstellung der kompletten Ausbruchsicherung in Spritzbetonbauweise wird der entgeltige Schachtausbau aus wasserundurchlässigem Beton erstellt.

7.3.3.2 *Wasserhaltung*

Die Wasserzuflüsse sollen gemäss NTB 02-02 sorgfältig überwacht und abgedichtet werden. So wird der Schacht auf den oberen 200 m als wasserdichte Konstruktion ausgebildet. Entsprechend der Wasserzuläufe sollen Schleierinjektionen (radiale Injektionsschirme) auf verschiedenen Ebenen die Weiterleitung des Wassers in tiefere Zonen verhindern. Sollte der Wasserdruck zu gross werden, sind Ringdrainagen ausserhalb des Schachtes anzuordnen, die das Wasser in einen Pumpensumpf innerhalb des Schachtes leiten. Diese Ringdrainagen, angeordnet unterhalb der Schleierinjektionen, dienen damit auch der Kontrolle der Wirksamkeit des Injektionsschirmes.

Im Bereich des Schachtfusses befinden sich Absetzbecken und Pumpensumpf. Von dort wird das gesamte anfallende Wasser über Druckleitungen (2 x 200 mm Durchmesser) nach oben gepumpt.

7.3.3.3 *Verkleidung und Innenausbau*

Der Schacht ist in den wasserführenden Bereichen mit einer Abdichtung und einer 35 - 60 cm dicken Innenschale aus wasserundurchlässigem Beton versehen. Dadurch entsteht ein lichter Durchmesser von 3.60 m, in dem alle Schachteinbauten untergebracht werden können. Das Einbringen der Schachtauskleidung erfolgt von unten nach oben mittels Gleitschalung. Unterbrechungen gibt es nur für Wasserringe oder andere Einbauten, die mittels Nischenschalung aufgefuttert werden. Somit liegt über die gesamte Höhe eine sichere, zweischalige Bauweise vor.

Zu Schachterweiterungen für Wasserspeicherbecken und Pumpanlagen oder für nachträglichen Schleierinjektionen im Bereich der Grenzschichten wurden bislang noch keine Angaben gemacht, sie sind in der späteren Ausführungsplanung zu berücksichtigen.

In der Darstellung der Schachtscheibe (Beilage 3-9, NTB 02-02) sind die Schachtriegel (Quertraversen) nicht dargestellt. Sie dienen zur Aufnahme und Befestigung der Spurlatten u.a. Einbauten ausserhalb der Schachtwandbefestigung. In der o.g. ergänzenden Projektbesprechung wurden diese Einbauten präzisiert. Danach wird eine Skipanlage mit Seilführung vorgesehen.

Im Schacht sind zwei Abluftrohre mit einem Durchmesser von ca. 400 mm angeordnet. Das Bewetterungskonzept sieht vor, dass ausziehende Wetter (Abluft) zusätzlich durch den Schacht mittels Ventilator am Schachtfuss geleitet werden. Es sollte geprüft werden ob der freie Querschnitt unten dafür ausreicht oder ob am Schachtkopf (unterhalb vorh. Schachtklappe) nicht über Unterdruck die Luft aus dem Schachtbereich (Grubengebäude) gesaugt werden kann. Dadurch würden Querschnitte freier bleiben und ggf. die Lüftungsrohre im Schacht entfallen können.

7.3.4 Lagertunnel LMA

Ausserhalb des zentralen Hauptlagers, und über den Betriebstunnel LMA zu erreichen, befinden sich die Lagertunnel für langlebige mittelaktive Abfälle (LMA). Es sind grossräumige Kavernen mit einem Abstand von ca. 100 m zueinander. Entsprechend NTB 02-02 wird die Länge dieser Kavernen durch das Einlagerungskonzept, die Schichtenneigung des Wirtgesteines, die Tunnelhöhe, die minimale Wirtgesteinüberdeckung und die erforderliche Gesamteinlagerungslänge bestimmt. Zur Zeit sind Auffahrlängen von ca. 50 m (LMA-2) und 90 m (LMA-1) geplant.

7.3.4.1 Ausbruch und Sicherung

Mit einem Ausbruchquerschnitt von 77.7 m² stellt die Umladestation den zweitgrössten zu erstellenden Hohlraum im Tiefenlager dar. Sofort anschliessend sind die Lagertunnel mit einem maximalen Querschnitt von 63.0 m² aufzufahren. Kavernen dieser Grössenordnung können maschinentechnisch nicht im Vollausbuch erstellt werden. Wie im Zentralen Bereich gehen wir davon aus, dass die Kalotte vorlaufend mit einer Teilschnittmaschine aufgeföhren und die Strosse nachgezogen wird. Die Erstellung des Querschnittes im Vollausbuch mittels Sprengvortrieb (SPV) zieht erhöhte Sprengerschütterungen nach sich, welche schädigend auf die Lagerzone wirken können. Die Ausbruch- und entgültige Sicherung besteht aus 30 cm dicken Spritzbeton und einer systematischen Ankerung. Anders als bei den anderen Sicherungsschalen liegen hier die Ankerköpfe frei, da die Anker später zu verlängern sind. Diesem Umstand muss Rechnung getragen werden und die Ankerstange ragt um ca. 5 bis 10 cm (Muffenlänge) in den freien Querschnitt hinein. Hier kann es zu Verformungen durch Anföhren beim Vortrieb und auch zu Verletzungen durch Anstossen kommen. Die Bereiche sollten sehr aufmerksam beföhren werden.

7.3.4.2 Verkleidung und Innenausbau

Innerhalb der Lagertunnel werden die Einlagerungscontainer mit Luftkissenfahrzeugen transportiert und zur Lagerstelle verfahren. Diese Transporttechnik stellt hohe Ansprüche an die Fahrflächen. In den Lagertunneln sind daher glatte Betonsohlen mit Aufkantungen zur Föhren der Luftkissenfahrzeuge und als Konsolen für die Lagerbehälter zu erstellen. Die Herstellung ist auch unter Tunnelbaubedingungen machbar, erfordert aber eine zielgerichtete Ausführung und Überwachung.

Bevor die Einlagerung beginnen kann, sind gemäss NTB 02-02, Beilage 3-8, die Anker zu verlängern und Armierungsnetze einzubauen, damit die vorgesehene Innenschale eingebaut werden kann. Hierzu bedarf es einer geschlossenen Gewölbeschalung, die in den beengten Verhältnissen nur schwer zu installieren ist. Es ist mit erhöhten, zeitaufwendigen und kostenintensiven Arbeiten in den Lagertunneln zu rechnen.

7.3.4.3 Bewetterung

Die Bewetterung dieser Lagerkavernen erfolgt in der Bauphase über Stichleitungen. Bei Einsatz von Teilschnittmaschinen (TSM) oder anderen stauberzeugenden Arbeiten sind Staubabscheider vorzusehen. Das Abluftrohr zur Absaugung von im Ereignisfall ggf. kontaminierter Raumluft eines Lagertunnels ist zwingend vor Beginn des Einlagerungsbetriebes einzubauen.

7.3.5 Schlussfolgerungen

Die Machbarkeit der in der Bauetappe 2 zu erstellenden Querschnitte mit den vorgeschlagenen Verfahren ist gegeben. Die zunächst im NTB 02-02 vorgelegte Geometrie für den Schacht war nach Auffassung des Verfassers zu klein gewählt. Die vergrößerten Abmessungen nach NIB 04-06 hingegen erscheinen schon deutlich praktikabler hinsichtlich Bau und späterem Betrieb des Schachtes und sind in jedem Falle vorzuziehen. Inwieweit eine Umstellung auf das Raisedrill-Verfahren im unteren Schachtabschnitt vorteilhaft ist, ist noch zu belegen.

In Anbetracht der zugewiesenen Funktion und der Betriebsdauer wäre für den Schacht eine weitere Optimierung des Querschnitts und der Ausstattung wünschenswert.

7.4 Lagerbetrieb und Bauetappe 3

Die Bauetappe 3 umfasst die Auffahrung der für die Einlagerungsphase benötigten Lagerstollen BE/HAA (s. Fig. 7.8). Parallel zu diesen Bautätigkeiten finden gleichzeitig Einlagerungsaktivitäten sowohl von BE/HAA als auch im LMA-Lager statt. Optional gehört in diese Phase im Bedarfsfall auch noch die Erweiterung der Lagerstätte. Auch die Erweiterungsarbeiten würden dann parallel zur Einlagerungs- und Betriebszeit stattfinden. Im Zusammenhang mit der Beurteilung der bautechnischen Machbarkeit wurde primär die Auffahrung der Lagerstollen BE/HAA näher betrachtet.

7.4.1 Bau der Lagerzone BE/HAA

Die Auffahrung der Lagerstollen ist mit einer Tunnelbohrmaschine (TBM) aus dem Bautunnel heraus steigend vorgesehen. Mit einem freien Durchmesser von 2.50 m sind die Lagerstollen begehrbar, werden aber in der Einlagerungsphase nicht mehr betreten, d.h. der Querschnitt muss über die jeweilige Einlagerungszeit standfest sein. Abschilferungen auch im seitlichen Bereich, die dann in der Sohle liegen bleiben, dürfen nicht auftreten.

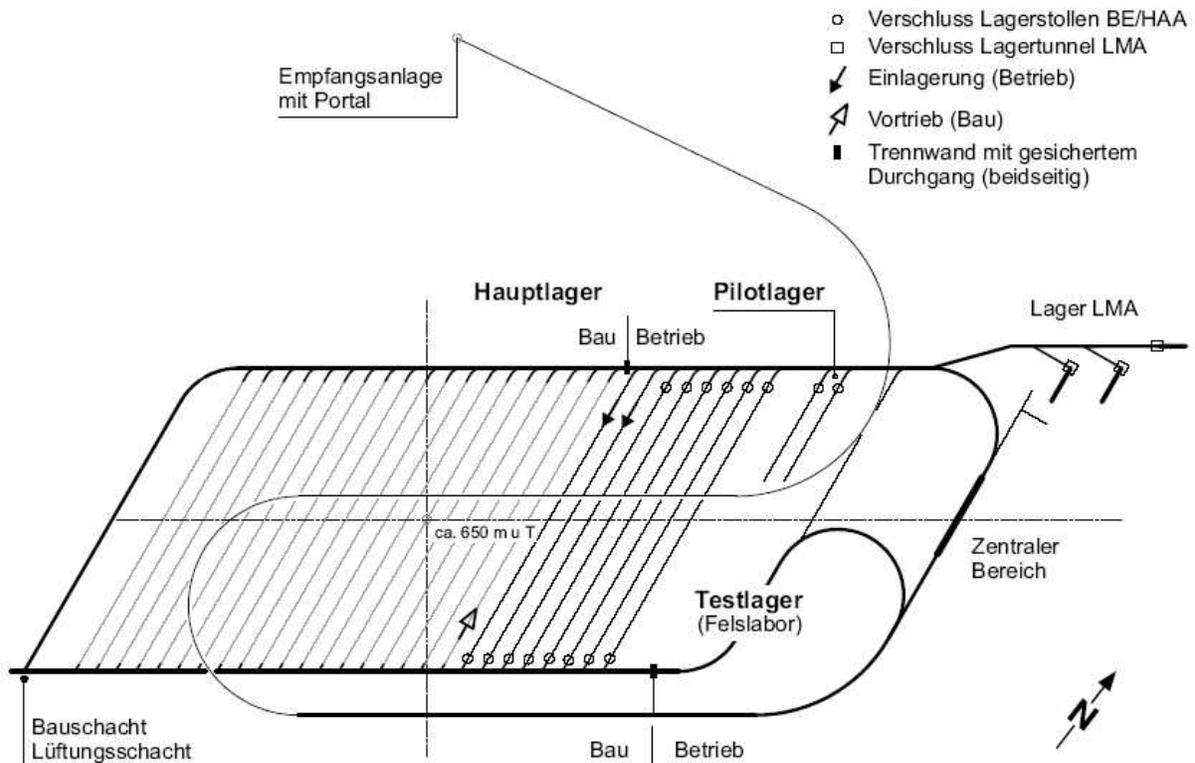


Fig. 7.8: Schematische Darstellung der Bauetappe 3 (NTB 02-02)

7.4.1.1 Ausbruch und Sicherung

Gemäss NTB 02-02 ist der Ausbruchquerschnitt mit einer Sicherung aus Felsankern und Drahtnetzen zu stabilisieren. Sie dienen als Kopfschutz und wirken den im NIB 00-51 prognostizierten Verformungen von wenigen cm entgegen. Auf den Einsatz von Spritzbeton soll wegen seiner ungünstigen Auswirkungen von Beton auf die Porenwasserchemie bzw. die Langzeitsicherheit so weit als möglich verzichtet werden. Zur Stabilisierung kleinerer Störungszonen sind längere und dichter gesetzte Anker, feinmaschigere Netze, Verfestigungsinjektionen und als letzte Rückfallebene Spritzbeton mit speziellen, nicht auf Zement basierenden Bindemitteln vorgesehen.

Die Lagerstollen sind spitzwinklig zur Auffahrriechung des Bautunnels angeordnet und benötigen jeweils einen Ansatzpunkt für die TBM. Eine Vergrößerung des Stollenquerschnittes im Startbereich (ähnlich den Abzweigen und Schleusen beim Betriebstunnel) für die Aufrüstung, Zusammenbau, Anschlüsse und Kontrollen muss deshalb vorgesehen werden. Zusätzlich ist ein Vorstollen zu bauen, in dem sich die TBM verspannen kann. Hierzu gibt es auf die jeweilige TBM abgestimmte Querschnittsangaben zu den Montage- und Anfahrrohren.

Durch den Einbau der Sicherung aus Netzen und Ankern verringert sich der lichte Querschnitt eines Lagerstollens. Somit kann die TBM nicht ohne Teilrückbau des Schneidkopfes

durch den aufgefahrenen Querschnitt zurückgezogen werden. Die Baubewetterung des Stollens ist ebenfalls zurück zu bauen bzw. umzurüsten auf eine gegenläufige blasende Bewetterung vom Betriebstunnel aus. Alternativ ist ein Rücktransport der TBM über den Betriebstunnel auch machbar, was aber den Einlagerungsbetrieb beeinflussen und stören könnte.

Der vorgesehene Kreisquerschnitt der Lagerstollen mit einem Durchmesser von 2.50 m und einer geplanten Stollenlänge von ca. 800 m (für die Endlagerung von BE / HAA – Abfällen optimiert) führt hinsichtlich des Baubetriebs zu einigen Einschränkungen und Besonderheiten:

- Die Möglichkeit zum Versetzen von Anker und Baustahlmatten ist erst hinter der TBM nach ca. 15 m gegeben.
- Aufgrund des kleinen Querschnittes können nur ca. 1.50 m lange Anker gesetzt werden.
- Die Bewetterung wird nur für die Belegschaft und die geforderte Luftströmung im freien Querschnitt ausgelegt. Maximal 500 mm Luttendurchmesser wird erwartet.
- Die Schutterung kann mit einem Beladeband in niedrige, selbstentleerende Bunkerwagen durchgeführt werden. Alternativ ist auch eine kontinuierliche Bandschutterung denkbar.
- Die Bunkerwagen (mit Kettenförderer als Wagenboden) werden mittels Seilwinden im Stollen verfahren. Der Transport und die Entleerung führt zu Vortriebsstillstand
- Die Entleerung erfolgt am Ende des Stollens über ein Aufgabeband auf ein Transportband zum Schacht
- Materialtransporte (Anker, Matten u.a.) sind mit dem Bunkerwagen möglich, sonst Transport von Hand.
- Sicherheitseinrichtungen finden keinen Platz im Querschnitt, d.h. alle Personen sind mit entsprechenden Selbstrettern (für ca. 30 min) auszustatten.
- Die TBM muss im Bereich der Hydraulik mit einer Temperaturüberwachung und einer Löscheinrichtung ausgerüstet sein.

Aufgrund der Grösse des Transportbandes zum Schacht, der Zwischenlagerung von Teilen der TBM, Entstaubern, Kühlaggregaten, Gleisrecks mit $L = 9.00$ m, Rettungscontainer u.a. kann es erforderlich werden, dass der Bautunnel aus baubetrieblichen Gründen breiter aufgefahren werden muss. Zwischenlagermöglichkeiten bestehen in den bereits erstellten Montageröhren. Da in dem Lüftungsschacht kein Förderkorb sondern nur eine Skipanlage (Gefässförderung mit einer Abmessung von ca. 1.00×1.20 m) installiert ist, müssen die Gleisbaumaterialien und alle für den Baubetrieb erforderlichen Materialien und Geräte über den Zugangstunnel mit der Zahnradbahn transportiert werden. Die Materialfördereinrichtung des Schachtes bietet ausserdem nur auf dem Skipdach eine eingeschränkte Personenfahrt mit Kleinstmaterialientransport. Die Sicherstellung der reibungslosen Versorgung mit Baustoffen (Anker, Matten usw.) in der Bauphase der Einlagerstollen ist Voraussetzung für einen schnellen Stollenvortrieb.

7.4.1.2 *Eingesetzte Geräte*

Es ist vorgesehen eine Vollschnittmaschine für die Auffahrung der Lagerstollen einzusetzen. Denkbar wäre auch der Einsatz einer Teilschnittmaschine (TSM) mit Schräm Kopf. Die TBM (Vollschnittmaschine) ist bedingt durch die bessere Staubkapselung am Bohrkopf einer TSM vorzuziehen.

Hierbei wird davon ausgegangen, dass der Transport von Ausbruchmaterial aus den Lagerstollen mittels auf der Sohle aufgeständertem Förderband erfolgt. Weiter kann der Antransport von Ankern, Baustahl o.a. Baustoffen innerhalb der Lagerstollen mit einer Einschienenhängebahn (EHB) durchgeführt werden. Diese dieselangetriebene EHB fährt auf einem mit Ankern aufgehängten Monorail (IPE-Profile) über dem Förderband. Nach dem Ausbau der Vortriebseinrichtung können damit auch die Gleise für die spätere Einlagerungsphase verlegt werden.

7.4.1.3 *Bewetterung des Vortriebes*

Die natürlichen Umgebungstemperaturen vor Ort sowie der aus dem Einlagerungsbetrieb resultierende Temperaturanstieg können durch eine ausreichende Bewetterung abgemindert werden, nähere Details hierzu siehe Kap. 6. Gegebenenfalls ist aus arbeitsphysiologischer Sicht eine zusätzliche Kühlung der Zuluft erforderlich. Die Frischwetter werden über den Zugangstunnel in das gesamte Grubengebäude geleitet und gelangen sowohl zu den Einlagerungsbereichen mit den Einlagerungsaktivitäten als auch in den Bautunnel. Die für den Stollenvortrieb benötigte Frischluft wird hier entnommen, heruntergekühlt und mit einer Stichleitung in den Lagerstollen geblasen. Die staubbelastete Luft kann ggf. direkt an der TBM abgesaugt werden und einem Entstauber (Staubabscheider) zugeleitet werden. Die überschüssige Luft strömt frei zurück und wird offen im Schacht nach draussen geführt.

7.4.2 *Betrieb der Anlage*

In den Bauetappen 1 und 2 ist noch keine Einlagerung von radioaktiven Abfallstoffen vorgesehen. Die betrieblichen Aktivitäten in der Testphase sind u.a. wissenschaftliche, felsmechanische und bautechnische Messungen, die keine weiteren Auswirkungen auf den Betrieb und die Nutzung der Anlage erwarten lassen. Erst während der Bauetappe 3 beginnen gleichzeitig die Einlagerungsaktivitäten mit der Beschickung des Pilotlagers sowie der Nutzung der Lager LMA. Hier sind Überschneidungen mit den Bautätigkeiten zu erwarten. Betrachtet wurden daher primär die Schnittstellen zum Baubetrieb und die betrieblichen Auswirkungen.

7.4.2.1 *Räumliche Trennung der Vortriebe von den Einlagerungsaktivitäten*

Die räumliche und baubetriebliche Trennung von den Einlagerungsaktivitäten ist durch den unteren Ansatzpunkt der TBM gegeben. Die Versorgung mit Strom, Wasser, Druckluft und Frischluft erfolgt aus dem Bautunnel heraus. Das Schuttermaterial wird aus dem Stollen, durch den Bautunnel zum Schacht gefördert. Die Skipförderung im Schacht ist für Materialtransporte ausgelegt und sehr leistungsfähig. Der Nachteil der Skipförderung besteht in der unflexiblen Gefässförderung. Es besteht keine Ladefläche für Baustoffe, daher muss die

Versorgung der Vortriebe mit Sicherungsmitteln (Anker, Baustahlgewebe, Verzugsbleche) sowie Gleisen u.a. über den Zugangstollen erfolgen. Eine klare Trennung des Baubereiches vom Betrieb (s. NTB 02-02, S. 74) ist daher nicht vollständig gegeben.

Es kann trotz der räumlichen Trennung bedingt durch die Transporttätigkeit zu Störungen und Unterbrechungen des Einlagerbetriebes kommen. Diese logistischen Probleme sind aber durch direkte Abstimmungen lösbar.

7.4.2.2 Beurteilung der Auffahrtechnik und Auffahrriechung

Die Lagerstollen sollen Richtung Norden steigend aufgeföhren und später von Norden aus beschickt werden. Da im OPA nicht mit zulaufendem Wasser zu rechnen ist, könnte auch ein fallender Vortrieb gewählt werden. Bei einem fallenden Vortrieb sind allerdings Behinderungen mit den Einlagerungsarbeiten zu erwarten. Der Aufbau und die Installation der TBM verursachen Behinderungen der Einlagerungstransporte durch den grossräumigen Platzbedarf. Die Versorgung des Vortriebes muss über den Betriebstunnel erfolgen und beansprucht ebenfalls zusätzlichen Lagerraum. Das Schuttermaterial kann sowohl mit der Zahnradbahn als auch über den Schacht transportiert werden.

Im Bericht NTB 02-02 wurde die steigende Auffahrriechung gewählt. Sie ist aufgrund der geringeren Schnittstellen zum Einlagerungsbetrieb vorzuziehen. Nach dem Durchschlag kann die TBM entweder zurückgezogen oder in den Betriebstunnel durchgeföhren werden. In diesem Fall ist die TBM im Betriebstunnel transportfähig zu demontieren und über den Lüftungstunnel zum Bautunnel zu transportieren. Die Arbeiten finden im Betriebstunnel statt und können ggf. die Einlagerungsaktivitäten behindern.

7.4.3 Schlussfolgerungen

Vom Standpunkt der bautechnischen Machbarkeit ist die Erstellung der Lagerstollen ein kritisches Element. Während bei den übrigen Bauwerksbestandteilen wie dem Zugangstunnel und den Haupttunneln alle Arten von Stützmitteln nach Bedarf eingesetzt werden können, ist der Einsatz von Spritzbeton bzw. Zement beim Bau der Lagerstollen nur sehr begrenzt möglich. Wir sind der Auffassung, dass auch der Einbau von Stahlbögen zur Stabilisierung von Störungszonen zusätzlich in Erwägung gezogen werden muss.

7.5 Lüftungskonzepte

7.5.1 Bauphase

Der Bauablauf sieht vor, dass ausgehend vom Zugangstunnel alle weiteren Tunnel (Baugang, Zentraler Bereich, Bautunnel, Betriebstunnel und Lüftungstunnel u.a.) aufgeföhren werden. Das bedeutet Auffahr- und somit Lüftungslängen von bis zu 8'220 m, die über eine blasende Bewetterung zu versorgen sind. Hierbei fliesst die Abluft über den freien Tunnelquerschnitt über Tage.

Die Versorgung der fallenden Vortriebe hat mit dieselbetriebenen Fahrzeugen zu erfolgen. Die Luftversorgung mit Frischluft ist unter Berücksichtigung der geringen Ausbruchsquerschnitte und der erforderlichen Grösse der Luttentour mit 2 · 1'500 mm Durchmesser im Grenzbe-
reich. Erst nach Erstellung des Schachtes kann von einer besseren Luftversorgung der An-
lage ausgegangen werden und die Erweiterung der Tunnelstrecken und Lager in Angriff
genommen werden.

Bei der vorgesehenen blasenden Bewetterung ist aufgrund der grossen Vortriebslänge mit
der Verschleppung von Sprenggasen zu rechnen. Zudem ist bei der Frischluftzufuhr über
die Lutte in staubanfallenden Vortrieben (TSM, TBM, Ladebereichen) eine Entstaubung der
Abluft zwingend erforderlich. Über eine zusätzliche saugende Bewetterung wird die staub-
haltige Luft einem Staubabscheider (Filteranlage) zugeführt und anschliessend in den Quer-
schnitt wieder abgegeben.

Die klimatischen Verhältnisse während der Bauarbeiten sind noch detaillierter zu beschrei-
ben. Ein möglicher Bedarf an Kühleinrichtungen im laufenden Betrieb unter Berücksichti-
gung der Wärmequellen (Gestein, Motoren, Abgase u.a.) ist ebenfalls zu prüfen.

Die Baulüftung im Zugangstunnel wurde in NIB 04-06 mit 28 m³/s angegeben. Der Berech-
nung wurde ein Basiswert von 1'000 kW zugrunde gelegt. Nach SIA 196 wird für fallende
Vortriebe eine Erhöhung der Luftmenge gefordert. Bei 1'000 Diesel-kW sind 2'000 m³/min
für Transporte angegeben. Eine Erhöhung um 25 % erscheint für den Zugangstunnel
zweckmässig zu sein. Somit beträgt die erforderliche Luftmenge min. 41.6 m³/sec. Diese
Menge wird knapp erreicht (nur 2 · 20 m³/sec). Im weiteren Verlauf werden zusätzliche Ven-
tilatoren eingesetzt. Diese können nur die Luftmenge weitergeben, die sie auf der Ein-
gangsseite bekommen, sonst fällt die zuströmende Lutte zusammen. Die Fördermenge der
zuströmenden Seite muss 10 bis 20 % höher sein. Dieses kann als gewährleistet ange-
sehen werden, da im Grubengebäude keine Erhöhung durch fallenden Vortrieb einzurechnen
ist.

7.5.2 Betriebsphase

In der Betriebsphase erfolgt die Bewetterung des Grubengebäudes über den Zugangstun-
nel (einziehende Wetter) sowie über den Lüftungsschacht (ausziehende Wetter). Die Steue-
rung der Luft in der gesamten Anlage hat so zu erfolgen, dass alle Querschnitte jederzeit
ausreichend mit Frischluft versorgt werden. Daher sind an den durchgängigen Lagerstollen,
Lüftungstunnel und Bautunnel entsprechende Wettertüren und Luftmengenbegrenzer vor-
zusehen, die einen Wetterkurzschluss verhindern. Ausgehend von diesem Grundkonzept
können dann andere Bauwerksbereiche über Stichleitungen (Lagerstollen im Bau, Pilotla-
ger, Kontrollstollen, Aufenthaltsräume u.a.) blasend versorgt werden.

Zusätzlich ist für einen Ereignisfall vorgesehen, die Luft aus den LMA-Lagern mit Blechlut-
ten abzusaugen, durch eine Nuklid-Filteranlage zu leiten und dann über den Lüftungs-
schacht über Tage zu transportieren. Dieser zweite Lüftungskreislauf hat keine Verbindung
zum normalen, offenen Wetterkreislauf. Er entnimmt nur zusätzlich nachströmende Frisch-
luft aus dem Lagerbereich.

Über die Dimensionierung der Lüfter wurde keine Aussage gemacht. Nach der SUVA-Richtlinie ist eine Luftbewegung von mindestens 0.3 m/s zu gewährleisten. Hierbei ist der grösste Querschnitt massgebend. Er besteht im ungünstigsten Fall aus einem Gesamtquerschnitt durch das Grubengebäude, also aus einer Summe von Querschnitten (Zentraler Bereich 68.8 m², Bauzugang mit Querschnitt Zugangstunnel 29.9 m²) in der Grössenordnung von ca. 98.7 m². Die erforderliche Luftmenge beträgt ca. $100 \text{ m}^2 \cdot 0.3 \text{ m/s} = 30 \text{ m}^3/\text{s}$. Bei einem derartigen Umluftsystem sind Reibungsverluste durch Einbauten sowie die Druckunterschiede im Zugangstunnel und Schacht zu berücksichtigen.

Im Falle eines Brandereignisses sollte die Luftbewegung und Zugrichtung beibehalten werden. Das Umstellen der Lüftung benötigt zu viel Zeit, bis sich die Luftsäule gegenläufig bewegt. Es ist davon auszugehen, dass der Schacht verrauchte und nach kurzer Zeit als Fluchtweg nicht mehr zur Verfügung steht. Vorsorglich sind autarke Rettungscontainer an den Arbeits- und Einsatzstellen vorzuhalten.

7.5.3 Schlussfolgerungen

Über zusätzliche Vorkehrungen bei der Dimensionierung der Lüftung hinsichtlich eines Kühlungsbedarfes auf Lagerebene insbesondere für die Baustufe 3 während des 15-jährigen Parallelbetriebs von Bau und Einlagerung liegen bislang noch keine Angaben der Nagra vor. Dieser Punkt ist in Anbetracht einer geothermisch bedingten Starttemperatur auf Lagerniveau von etwa 38 °C noch im Zuge der weiteren Bearbeitungsstufen entsprechend detaillierter zu untersuchen.

Als zusätzliche Massnahme sollte der Einbau einer Druckluftversorgung in Erwägung gezogen werden, beispielsweise in einem fest in die Sohle einbetonierten Rohr.

7.6 Oberirdische Anlagen

Die vorgesehenen oberirdischen Anlagen sind mit den zum gegenwärtigen Zeitpunkt vorliegenden Angaben nur schwierig zu beurteilen, da detailliertere Angaben, wie sie für das Tiefenlager bereits vorhanden sind, noch nicht vorliegen.

Im Wesentlichen handelt es sich dabei jedoch um Erschliessungsbauten (Strasse, Schiene) und um Betriebsgebäude, welche hinsichtlich Bautechnik und Realisierbarkeit aus heutiger Sicht keine aussergewöhnlichen Anforderungen darstellen. Die Erdbebensicherheit ist bei der Detailplanung nachzuweisen.

7.7 Vergleiche mit ausländischen Endlagerprojekten

In einem ergänzenden Bearbeitungsschritt wurden Unterlagen zu verschiedenen internationalen Endlagerprojekten zusammengestellt und im Hinblick auf das Projekt Opalinuston ausgewertet. Hierbei wurden vorhandene oder projektierte Anlagen in Finnland, Schweden, Frankreich, Tschechien, USA und Spanien näher betrachtet.

Obwohl aufgrund der unterschiedlichen Geologien des Wirtgesteins bei den verschiedenen Endlagerprojekten eine direkte Vergleichbarkeit mit dem Projekt Opalinuston nur in eingeschränktem Umfang möglich ist, sind einige Unterschiede insbesondere hinsichtlich allgemeiner Layout-Parameter aufgefallen.

7.7.1 Geometrien

Bei den vorgesehenen oder bereits ausgeführten Abmessungen der untertägigen Bauwerke ist festzustellen, dass die Abmessungen bei den zum Vergleich herangezogenen internationalen Anlagen zumeist grösser ausfallen. Dies trifft sowohl für Schachtabmessungen als auch für Tunnel- und Stollenquerschnitte zu.

Hierdurch sind nicht nur baubetriebliche Vorteile durch optimierte Platzverhältnisse hinsichtlich Bewetterung und Raum für Installationen gegeben. Auch für die spätere Betriebsphase scheinen jeweils noch Reserven für unvorhergesehene Platzbedürfnisse vorhanden zu sein.

7.7.2 Layout-Konzepte

Bei den Layout-Konzepten der Vergleichsanlagen kann festgestellt werden, dass teilweise verschiedene Philosophien hinsichtlich der Erschliessung und des Einlagerungsbereiches vorhanden sind.

Für die Erschliessung der Anlagen wird, ebenso wie im vorliegenden Projekt, auf eine Kombination eines geneigten Zugangstunnels (Rampe) mit einem oder mehreren Schächten zurückgegriffen. Alternativ erfolgt die Erschliessung über zwei bis vier Vertikalschächte. Bei der Kombination eines Zugangstunnels mit mindestens einem Schacht fällt insbesondere bei der finnischen Anlage auf, dass Zugangstunnel und Schacht in regelmässigen Abständen miteinander verbunden sind.

Zentrale Bereiche und Erschliessungsbauwerke liegen in der Regel räumlich eng beieinander, wohingegen die Einlagerungsbereiche häufig auf einer oder mehreren Ebenen abseits der Zugänge angeordnet sind.

Zur Anordnung der Lagerstollen ist im internationalen Vergleich ein alternatives Konzept erkennbar. Bei einigen Anlagen (z.B. Schweden, Finnland, Tschechien) sind die Lagerstollen jeweils als „Sackgasse“ vom Betriebstunnel aus aufgeföhren, sie zweigen von den Betriebstunneln etwa rechtwinklig ab. Daher sind dann häufig die Betriebstunnel zu den Lagerstollen in doppelter Ausführung parallel nebeneinander vorhanden. Dadurch wird eine gegenseitige Beeinträchtigung eingeschränkt.

Die Einlagerungstechnik für die vorgesehenen Abfallbehälter variiert zwischen der Beschickung von Lagerstollen mit anschliessendem Versatz und Verschluss des Hohlraumes entsprechend dem vorliegenden Konzept für das Projekt Opalinuston und der Einlagerung der Behälter in vertikalen Löchern mit anschliessendem Verschluss.

Bei den Versatzmaterialien sind im internationalen Vergleich keine grundsätzlichen Unterschiede zu verzeichnen. Wichtigstes Material ist hierbei Bentonit, wobei unterschiedliche Einbauzustände für den Bentonit (Formsteine, Pellets, etc.) teilweise auch miteinander kombiniert werden. Auch für die späteren Verschlussbauwerke spielt der Einsatz von Bentonit eine entscheidende Rolle.

Hinsichtlich der Anordnung von Test- und Pilotlagern fällt auf, dass Herstellung und Betrieb eines Pilotlagers dem vorliegenden Projekt Opalinuston vorbehalten bleibt. Hingegen ist die Einrichtung eines Testlagerbereiches für Mess- und Untertagelaborzwecke internationaler Standard. Lediglich in der Positionierung innerhalb der untertägigen Anlage sind Unterschiede feststellbar. Hierbei fällt auf, dass die Testlagerbereiche (Untertagelabors) häufig abseits von stärker frequentierten Anlagenabschnitten angeordnet sind.

Zur Illustration ist in der Figur 7.9 eine dreidimensionale Darstellung des Layouts der finnischen Anlage dargestellt, in welcher einige der o.g. Aspekte erkennbar sind.

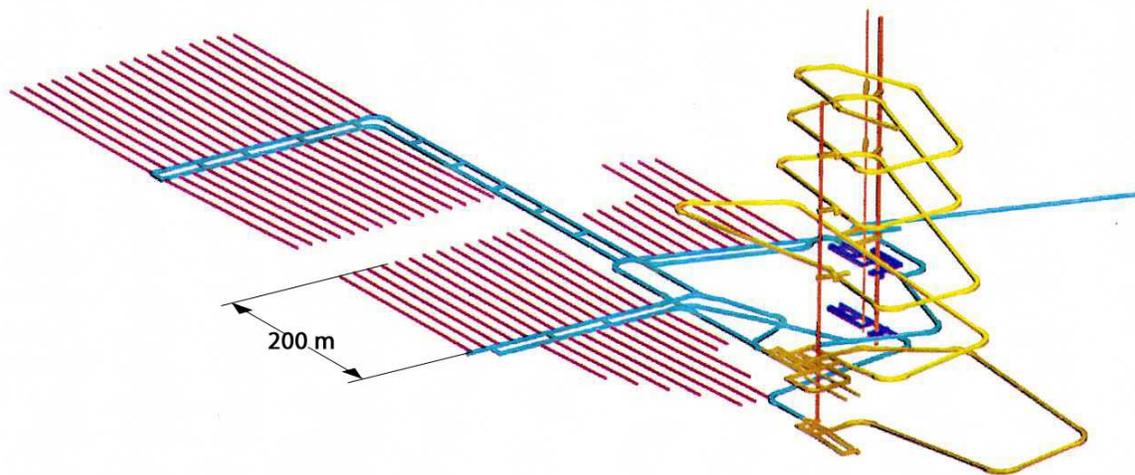


Fig. 7.9: Schematische Darstellung des Tiefenlagers in Finnland

7.8 Prognostizierte Bauzeiten

In der Beilage 4-1 (NTB 02-02) ist ein generelles Bauprogramm für das geplante geologische Tiefenlager enthalten. Die darin angegebenen Bauzeiten wurden anhand von drei Teilbauwerken auf Plausibilität überprüft. In der nachfolgenden Tabelle 7.1 ist die Bauzeitenüberprüfung zusammenfassend dargestellt. Hierbei wurden die Annahmen getroffen, dass pro Arbeitstag (AT) eine Schicht zum Einsatz kommt (Einschichtbetrieb) und pro Monat durchschnittlich 20 AT angesetzt werden können.

Tabelle 7.1: Abschätzung der benötigten Bauzeiten für ausgewählte Tunnelquerschnitte aus NTB 02-02

Teilbauwerk	Bauwerkslänge und Ausbruchquerschnitt	Vortriebsleistung	Bauzeit (ohne Installationen)
Zugangstunnel bis Abzweigung Bau, inkl. Injektionen	1'840 m à 36.3 m ² 3'200 m à 43.0 m ²	8 m / AT 4 m / AT (inkl. Injektionen)	1'030 AT = 52 Monate = 4.5 Jahre
Betriebstunnel und Lüftungstunnel	1'950 m à 26.5 m ²	8 m / AT (Staubentwicklung)	244 AT = 13 Monate
Vertikalschacht	280 m einschalig 400 m zweischalig (inkl. Injektionen)	Zielbohrung 50 m/AT Raise-Drill 20 m/AT Sprengen 5 m/AT Verkleidung 2 m/AT	284 AT = 15 Monate

7.9 Bewertung

Nachfolgend wurde eine Bewertung des Konzeptes für die bauliche Erstellung der Anlage sowie des späteren Betriebes durchgeführt.

7.9.1 Baubetriebliche Aspekte

Die Struktur des geologischen Tiefenlagers richtet sich nach den geologischen Verhältnissen, der Nutzung und den baulichen Erfordernissen für einen Aufschluss. Die Anordnung der Zugänge (Schächte, Stollen) wird durch die räumlichen Gegebenheiten an der Oberfläche bestimmt. Hierbei ist beispielsweise die Positionierung des Zugangstunnels direkt über dem Tiefenlagerbereich anzuführen. Er liegt somit in der Einflusszone der Lagerstollen BE/HAA. Evtl. stattfindende Setzungs- und Hebungerscheinungen können sich auch auf das Tragwerk des Zugangstunnels auswirken, wobei die Gefahr eines Tragwerkschadens als eher gering betrachtet wird. Die dabei entstehenden Auflockerungen hingegen können die Wasserumlaufbarkeit erhöhen und das umgebende Gebirge drainieren, so dass zumindest lokal mit erhöhtem Wasseranfall zu rechnen ist.

Die Querschnitte der aufzufahrenden Hohlräume wurden hinsichtlich der späteren Nutzung optimiert. Sie erscheinen jedoch aus baubetrieblicher Sicht eher zu klein bemessen. Grundsätzlich können alle Querschnitte wie vorgesehen unter erheblichem Aufwand mit spezieller Tunnelbauausrüstung und Spezialgerät erstellt werden. Ihre Machbarkeit ist nicht in Frage gestellt.

Grössere Ausbruchquerschnitte ermöglichen hingegen einen einfacheren Geräteeinsatz und wirtschaftlicheren Vortrieb. Anstelle der vorgesehenen zwei Luttenstränge könnte eine grosse Lutte mit geringeren Reibungsverlusten eingesetzt werden. So ermöglicht der grössere Lichtraum des Zugangstunnels dann auch den Parallelverkehr mit Pneufahrzeugen (Zahnradbahn und LKW).

Das Risiko, dass sich bereits bei der Herstellung des Grubengebäudes die geplanten Querschnitte als zu eng und zu klein erweisen, wird als gross angesehen. Die bisherige eher knappe Bemessung der Querschnitte resultierte im wesentlichen aus wirtschaftlichen Überlegungen hinsichtlich Auffahrung und Verfüllung. Aus betrieblichen Gründen hingegen, wären grössere Querschnitte, wie auch bei den ausländischen Anlagen beobachtet, wünschenswert.

Die Erstellung des Schachtes mit Hilfe des Raisedrill-Verfahrens in der Zone 3 birgt erhebliche Risiken für die Standsicherheit des gesamten Schachtes, da der Schachtquerschnitt während der Bohrzeit ungesichert bleibt. In dieser Zeit kann es zu zusätzlichen Auflockerungen und Mehrausbrüchen in den bereits erstellten Schachtabschnitten insbesondere der Zone 2 kommen. Wasserzutritte aus wasserführenden Schichten können zusätzlich unerwünschte Auswaschungen im OPA verursachen, zumal zu diesem Zeitpunkt die später vorgesehene Pumpstation im Bereich des Schachtfusses noch nicht in Betrieb sein wird.

Der Schachtspiegel gemäss Beilage 3-9 ist in der vorliegenden Ausführung nicht umsetzbar. Hier bedarf es einer Überarbeitung auch unter dem Aspekt eines grösseren Schachtdurchmessers. Infolge der Schachteinbauten (Skipanlage) kann der Schacht für eine Materialversorgung nicht genutzt werden. Die Gefahr, dass der Schacht seine Aufgabe als Versorgungsschacht für die weiteren unabhängigen Bauarbeiten in der Endlagerphase nicht erfüllen kann, wird als hoch eingestuft.

Das notwendige Bewetterungskonzept während der Bauetappen 1 und 2 lässt sich aufgrund der geringen Querschnitte nur unter Einsatz von 8 Luttenlüftern umsetzen. Das Risiko einer unzureichenden Bewetterung wird als eher gering eingestuft.

Die im NIB 00-21 angeführte Frischluftmenge für das gesamte Grubengebäude wird unter Berücksichtigung des laufenden Vortriebes in den Lagerstollen für zu gering befunden. Die SUVA fordert eine Strömungsgeschwindigkeit von 0.3 m/sec. Die Luft im Bautunnel bzw. Bauzugang wird vor dem zentralen Bereich abgezweigt und muss bei der Betrachtung hinzugezählt werden (s. Kap. 7.5.2).

Das Risikopotenzial, welches in der unzureichenden Bewetterung des Grubengebäudes in der Bauetappe 3 für die Erstellung bzw. Auffahrung der Lagerstollen BE/HAA gesehen wird, wird als erheblich eingestuft.

7.9.2 Sicherheitsaspekte

Für die gesamte Anlage des geologischen Tiefenlagers sind die Sicherheitsvorschriften der SUVA für Untertage und Tunnelbau in der Bau- und Betriebsphase anzuwenden. Zusätzlich sind baubedingte Besonderheiten zu beachten, die sich auch auf die Sicherheit auswirken können.

Im mit 12.5 % Gefälle geneigten Zugangstunnel muss mit einem verlängerten Bremsweg für alle Fahrzeuge gerechnet werden. Aufgrund der beengten Querschnittsverhältnisse im Zu-

gangstunnel besteht dort ein erhöhtes Gefahrenpotenzial bzgl. Kollisionen im Begegnungsverkehr. Im Brandfall müssen alle Personen umgehend den Tunnel verlassen. In den Bereichen, wo dieses aus räumlichen Gegebenheiten (Entfernung zum Portal zu gross) nicht möglich ist, sind Rettungscontainer vorzusehen. Diese Rettungscontainer sind mit einer separaten Luftversorgung für 24 h auszustatten und in der Nähe der Arbeitsbereiche aufzustellen.

Weiter ist zu prüfen, ob die blasende Bewetterung bei einem Brand im Zugangsstollen nicht abzustellen ist, damit nicht zusätzlich Sauerstoff dem Brandherd zugeführt wird. Gleichzeitig wird so eine Verwirbelung der Rauchgase über den ganzen Querschnitt verringert. Grundsätzlich sind alle Personen mit Selbstrettern auszurüsten und in den Gebrauch dieser Geräte zu unterweisen.

Der Fluchtweg über einem zweiten Zugang (Schacht) sollte so früh wie hergestellt werden. Erst nachdem auf die luttelose Bewetterung umgestellt worden ist, können mit reversiblen Lüftern die Rauchgase kontrollierter abgesaugt werden. Dadurch bleibt ein Fluchtweg weiterhin begehbar. Aus Sicherheitsgründen sollte daher der Lüftungsschacht so früh wie möglich erstellt werden, gegebenenfalls gemeinsam mit dem Zugangstunnel und Verbindungen zwischen Schacht und Zugangstunnel.

7.10 Zusammenfassende Beurteilung der bautechnischen Machbarkeit

Im vorliegenden Kapitel wurde die bautechnische Machbarkeit des vorgeschlagenen Tiefenlagers anhand der Unterlagen der Nagra zum Entsorgungsnachweis mit einem Planungsstand entsprechend dem NIB 04-06 überprüft. Hierbei wurde zwischen der Erbauung der Anlage im Rahmen der Bauetappen 1 bis 3 und dem Betrieb der Anlage ab der Bauetappe 3 unterschieden.

Die eingangs dieses Kapitels formulierten Leitfragen zur bautechnischen Machbarkeit können daher im Einzelnen wie folgt beantwortet werden:

1. Das vorgeschlagene Layout der Anlage ist zweckmässig. Es enthält entsprechend dem Planungsstand einer Machbarkeitsstudie alle benötigten Bauwerksbestandteile. Die grundsätzliche Anordnung der verschiedenen Bauwerksbestandteile untereinander ist auch im internationalen Vergleich belegt. Die Konzeptanforderungen der EKRA bzw. die Anforderungen des neuen Kernenergiegesetzes werden grundsätzlich eingehalten (s. Abschnitt 8). Optimierungsansätze sehen wir in der Linienführung des Zugangstunnels. Wir sehen zudem wesentliche Vorteile in einer Verknüpfung des Zugangstunnels mit dem Lüftungs- und Bauschacht auf verschiedenen Tiefenlagen. Beim Pilotlager empfehlen wir das Auffahren eines dritten Stollens, um im Zuge der späteren Überwachung mögliche Überlagerungseffekte besser beurteilen zu können.
2. Die Dimensionen der in NTB 02-02 vorgeschlagenen Tunnel-, Stollen- und Schachtquerschnitte sind für Bau und Betrieb zu knapp bemessen. Mit dem NIB 04-06 wur-

den neue Vorschläge mit grösseren Querschnitten für den Zugangstunnel sowie den Lüftungs- und Bauschacht vorgelegt. Wir erachten diese neuen Querschnitte für alle vorgesehenen Bauetappen und Betriebsphasen als ausreichend im Sinne von minimal erforderlich. Die vorgeschlagenen Querschnittsabmessungen werden bei allen Bauwerksbestandteilen als eine untere Grenze der wirtschaftlichen und baubetrieblichen Machbarkeit betrachtet. Auch der neu vorgeschlagene Schachtquerschnitt in Kombination mit der Skipförderung erlaubt keine Transporte von Baumaterial durch den Schacht. Die postulierte Trennung zwischen Baubetrieb durch den Schacht und Einlagerungsbetrieb durch den Zugangstunnel ist deshalb nicht vollständig möglich. Wir empfehlen, die Tunnel- und Schachtquerschnitte in einer nachfolgenden Planungsphase nochmals zu überprüfen auch unter Einbeziehung der genannten Sicherheitsüberlegungen (Unfallgefahr).

3. Die gewählten Bauverfahren für Ausbruch, Schutterung und Sicherung sind weitestgehend zweckmässig und grundsätzlich machbar. Die Zweckmässigkeit der Schachterstellung mit dem Raisedrill-Verfahren in der Zone 3 sollte in einer späteren Planungsphase nochmals überprüft werden. Weiterhin sollte das Wasserhaltungskonzept dahingehend überprüft werden, dass zumindest streckenweise geschlossene Sammelleitungen einzuplanen sind. Zum Layout der Wasserhaltung sind wir der Auffassung, dass Wasser aus den Deckschichten nicht bis in den OPA geführt werden darf. Der Einsatz einer TBM zur Auffahrung der Lagerstollen aus dem engen Bautunnel heraus bedarf in einigen Details (beispielsweise Freiflächen für Auf- und Abbau inkl. Nachläufer) noch weiterer Klärung. Im Zusammenhang mit der Ausbruchssicherung der Lagerstollen ohne Einsatz von Spritzbeton bzw. Zement sehen wir weiteren Forschungsbedarf.
4. Die zu Grunde gelegten Bauzeiten für das vorliegende Layout erscheinen realistisch und machbar.
5. Der vorgeschlagene dauerhafte Innenausbau ist im Sinne der bautechnischen Machbarkeit zweckmässig und darstellbar. Hinsichtlich der statischen Auslastung der Querschnitte insbesondere auf Lagerebene wird auf die Kapitel 5 und 6 verwiesen. Die Ausrüstung des Schachtes bedarf hinsichtlich des Schachtspiegels, d.h. hinsichtlich der technischen Ausrüstung des Schachtes und der jeweiligen Anordnung untereinander, einer Überprüfung.
6. Die Arbeitssicherheit ist grundsätzlich in allen Bau- und Betriebsphasen gewährleistet. Für die jeweiligen Bauphasen sind allerdings Flucht- und Rettungsmöglichkeiten in den Vortrieben in den nachfolgenden Planungsphasen noch detaillierter aufzuzeigen, indem beispielsweise die Standorte der Rettungscontainer im Grubengebäude aufgezeigt werden.
7. Der Einlagerungsbetrieb ist sicher durchführbar. Im Zuge der nachfolgenden Detailplanung wird vorgeschlagen, eine detaillierte Ermittlung der Brandlasten durchzuführen. Hieraus resultiert die Festlegung eines Sicherheitskonzeptes für den Einlagerungsbetrieb ab der Bauetappe 3.

8. Lüftungstechnische Probleme werden für die Bauetappe 1 und 2 nicht gesehen, so lange die vorgegebenen Richtwerte jederzeit gewährleistet werden können. Für die Bauetappe 3 hingegen ist eine Erhöhung der Luftmengen unumgänglich. Weiterhin sind bzgl. der zusätzlichen Erwärmung des Gebirges infolge Einlagerungsbetrieb (ab Bauetappe 3, s. Kap. 5) ggf. zusätzliche Kühlmöglichkeiten in Erwägung zu ziehen. Eine unabhängige und rauchfreie Luftversorgung für Rettungsbombe und Zugangsbereich ist zusätzlich zu prüfen.
9. Aus dem Vergleich mit ausländischen Endlagerprojekten sind hinsichtlich des Layouts der Gesamtanlage Optimierungsansätze erkennbar. Hier ist beispielsweise anzuführen, dass alternativ zum Zugangstunnel ein zweiter Schacht in Frage kommen könnte. Ein weiterer Ansatz besteht in der Überlegung, Schacht und Zugangstunnel auf verschiedenen Tiefenknoten miteinander zu verbinden. Weiterhin könnte eine Neuordnung des Testlagers in einen separaten Bereich (beispielsweise in Form eines zusätzlichen Stollens) insofern von Vorteil sein, um mögliche Beeinträchtigungen des wissenschaftlich Messprogramms infolge Bauaktivitäten auszuschliessen.

Der vorgelegte Entsorgungsnachweis enthält keine Aussagen zur Abhängigkeit der bautechnischen Machbarkeit von der Tiefe unter der GOK. Die hier beurteilten Angaben sind nur für die spezifischen Daten des vorgeschlagenen Standortes gültig.

Zusammenfassend kann die bautechnische Machbarkeit des von der Nagra vorgelegten Konzeptes für ein geologisches Tiefenlager im OPA auf einer Tiefe von 650 m unter GOK im Zürcher Weinland bestätigt werden. Die aufgeworfenen Fragen und Kritikpunkte können im Rahmen der nachfolgenden Bearbeitungsstufen optimiert werden. Eine grundsätzliche Änderung der baulichen Anlage des Tiefenlagers drängt sich aus der bautechnischen Begutachtung nicht auf.

Die jeweiligen Auswirkungen auf die Kosten für die Erstellung des geologischen Tiefenlagers infolge der im Zuge der nachfolgenden Planungsstufen zu überarbeitenden Punkte sind hierbei ebenfalls nicht ausser Acht zu lassen.

8 Umsetzung der Konzeptanforderungen der EKRA

Das Konzept der EKRA (2000) hat zum Ziel, die Vorteile einer sicheren Endlagerung mit den Bedürfnissen der Kontrollierbarkeit und der erleichterten Rückholbarkeit zu verbinden. Daraus ergeben sich folgende spezifische Anforderungen an ein Tiefenlager:

- die Einrichtung eines Pilotlagers und eines Testlagers
- die erleichterte Rückholbarkeit
- die Möglichkeit für eine Langzeitüberwachung
- die Einrichtung von Selbstverschlussbauwerken

Das vorliegende Kapitel beurteilt die Umsetzung der oben angeführten Anforderungen im Projekt Opalinuston.

8.1 Pilotlager, Testlager

Die Einrichtung eines Testlagers gehört zur Explorationsphase (Bauetappe 1) und beinhaltet den Bau eines untertägigen Felslabors für die weitere Erkundung in Form von in situ-Versuchen. Im vorliegenden Konzept ist das Testlager im Bereich am Fuss des Zugangstunnels vorgesehen, womit diese Anforderung erfüllt ist.

Das Pilotlager bezweckt die Durchführung von Langzeitbeobachtungen während und nach der Betriebsphase des Hauptlagers. Diese Anforderung ist durch das Layout der Anlage grundsätzlich erfüllt. Das Hauptlager inklusive der zugehörigen Bereiche des Bau- und Betriebstunnels können verfüllt und versiegelt werden, während das Pilotlager weiter überwacht werden kann. Zu den im Pilotlager durchzuführenden Langzeituntersuchungen fehlen konkrete Angaben der Nagra. Zur endgültigen Beurteilung des Layouts des Pilotlagers und der Kontrollstollen sind somit weitere Untersuchungen notwendig. Hier besteht Bedarf nach weiteren Abklärungen teilweise auch in Felslabors.

8.2 Erleichterte Rückholbarkeit

Die erleichterte Rückholbarkeit ist ein weiteres Element im Konzept der geologischen Langzeitlagerung, das den Handlungsspielraum zukünftiger Generationen erweitern soll. Die Rückholung kann aus verschiedenen Gründen notwendig sein.

- Die bereits eingelagerten Abfälle sollen einer Wiederverwertung zugeführt werden.

- Es gibt neue Erkenntnisse aus Forschungsprojekten oder von ausländischen Anlagen beispielsweise aus den Messungen am Pilotlager, dass die Langzeitsicherheit der Anlage nicht gewährleistet werden kann.

Im Projekt Opalinuston der Nagra wird die erleichterte Rückholbarkeit dahingehend sicher gestellt, dass der Verschluss der Gesamtanlage einschliesslich Zugangsbauwerken in verschiedenen Stufen über einen längeren Zeitraum von mehreren Jahrzehnten/Jahrhunderten vorgesehen ist. Bis zur letzten „Verschlussstufe“, der Verfüllung und Versiegelung des Zugangs, ist zumindest die Erreichbarkeit der eingelagerten Abfallstoffe im Wirtgestein gewährleistet. Da letztendlich als bekannt vorauszusetzen ist, wo die exakten Positionen der verschiedenen Abfallspezifikationen im Lagerbereich angeordnet sind, ist das Erstellen eines entsprechenden „Rückgewinnungstunnels“ aus heutiger Sicht nicht mit grösseren Problemen behaftet.

8.3 Langzeitüberwachung

Die Langzeitüberwachung ist durch den stufenweise ausgeführten Verschluss der Anlage so lang gewährleistet, bis das Pilotlager und das weiterhin betriebene Testlager nicht mehr zugänglich sind. Auch hier gilt wiederum die Argumentation wie schon beim Pilotlager, dass zunächst noch festzulegen ist, welche Langzeitüberwachungen durchgeführt werden sollen bzw. müssen. Daher ist die Anforderung der Langzeitüberwachung gemeinsam mit der Anforderung des Pilotlagers weiter zu diskutieren.

8.4 Selbstverschlussbauwerke

Die Anforderung von Selbstverschlussbauwerken betrifft die Gewährleistung der Sicherheit eines geologischen Langzeitlagers vor dem Verschluss der Gesamtanlage. Die Kehrseite der erleichterten Rückholbarkeit und Kontrollierbarkeit ist die lange Offenhaltung der Zugänge zum Lagerbereich bzw. zum Pilotlager. Dieses Offenhalten beinhaltet auch Gefahren. Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass die menschliche Gesellschaft während der möglicherweise langen Phase der Offenhaltung ernsthafte Krisen durchleben wird. Solche Krisen können rasch (Seuchen, Terroranschläge, Kriege usw.) oder schleichend (gesellschaftlicher und/oder wirtschaftlicher Zerfall) eintreten. Der Blick zurück in die Geschichte lehrt uns, dass über Zeiträume von Hunderten von Jahren solche Krisensituationen immer wieder vorkommen können.

Es ist nicht auszuschliessen, dass in einer Krisensituation die Überwachung, der Betrieb und Unterhalt des Lagers plötzlich eingestellt und das Lager verlassen wird. Nach dem Ausfallen der Energieversorgung und der Pumpen wird der unverschlossenen Bereiche des Lagers sukzessive von Wasser überflutet. Während der Phase der erleichterten Rückholbarkeit kann das eindringende Wasser zu erheblichen Schäden an dem offenen Umfahrungstunnel führen. Die verfüllten Lagerstollen sind durch ein solches Ereignis jedoch kaum betroffen.

Ein überschlägiges Berechnungsbeispiel soll die Notwendigkeit eines Selbstverschlussbauwerkes aufzeigen:

Bei einem globalen Stromausfall wird davon ausgegangen, dass sämtliche in der Anlage installierten Pumpen der Wasserhaltung ausfallen. Als weitere ungünstige Annahme wird davon ausgegangen, dass die Abdichtungssysteme insbesondere in den Zugangsbauwerken nicht mehr funktionsfähig sind. Für den oberen Malm wird eine Durchlässigkeit $k = 10^{-5}$ m/s angenommen sowie ein kontinuierlicher stationärer Zufluss. Der Zugangstunnel durchquert diese Formation auf einer Länge von etwa 1'300 m. Der maximale Zufluss kann nun stark vereinfacht über $Q = k \cdot A$ abgeschätzt werden und beträgt ungefähr 100 l/s bzw. $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Unter den weiteren Annahmen, dass von den Lagerstollen BE/HAA lediglich ein Stollen offen steht und das Pilotlager verschlossen ist, wird das zu flutende Hohlraumvolumen der offenen stehenden untertägigen Querschnitte auf etwa $151'800 \text{ m}^3$ angesetzt.

Sofern oben ermittelter Zufluss konstant bestehen bleibt, wird für die vollständige Füllung dieses Volumens ein Zeitraum von lediglich knapp 17 Tagen benötigt.

Unbeachtet der Tatsache, dass diese rechnerische Abschätzung von sehr starken Vereinfachungen und Idealisierungen ausgeht, so kann damit trotzdem aufgezeigt werden, dass es bei dem angenommenen Szenario lediglich eine Frage von ein paar Tagen ist, bis dass die offenen Querschnitte in der Lagerebene geflutet sein könnten.

8.5 Schlussfolgerungen

Das EKRA-Konzept ist grundsätzlich eingehalten, es liegt allerdings noch keine Lösung für den Selbstverschluss des Lagers vor. Hierzu werden von der Nagra im Rahmen des Entsorgungs- und des Standortnachweises keine weiteren Detailangaben vorgelegt. Zu dieser Anforderung wird noch erheblicher Forschungsbedarf im Rahmen der weiteren Realisierungsschritte für ein geologisches Endlager gesehen.

Im Hinblick auf einen möglichen Selbstverschlussmechanismus ist auch das Layout des Zugangstunnels erneut zu hinterfragen. Denkbar wären hier beispielsweise Massnahmen in der Linienführung des Zugangstunnels in Form einer Siphonierung. Alternativ könnte auch ein Mehrfachschleusensystem als Verschlussmassnahme in Frage kommen.

Der Einbau eines Pilotlagers ist in Form von zwei Parallelstollen vorgesehen. Angaben zu den einzuplanenden Langzeitmessungen liegen hingegen noch nicht vor und sind durch entsprechende Forschungsvorhaben noch zu konzipieren.

9 Zusammenfassende Beurteilung und Empfehlungen

Im Rahmen der Beurteilung des Entsorgungsnachweises der Nagra für das Projekt Opalinuston durch die HSK wurden die verschiedenen Daten und Angaben der Nagra einer Überprüfung unterzogen sowie die bautechnische Machbarkeit untersucht.

Die vorliegenden Unterlagen und Daten aus dem Entsorgungsnachweis stellen eine Zusammenfassung jahrzehntelanger Forschungen und Untersuchungen der Nagra und weiterer Institutionen dar. Für die vorliegende Projektstufe einer Machbarkeitsstudie liegt daher in vielen Bereichen bereits eine sehr grosse und teilweise bereits für weiterführende Betrachtungen ausreichende Detailtiefe vor.

Die im Zuge des vorliegenden Berichtes geprüften Daten, Parameter und Verfahren lassen das Gesamturteil zu, dass der Bau des vorgeschlagenen geologischen Tiefenlagers im Zürcher Weinland grundsätzlich machbar ist. Die Unterlagen des Entsorgungsnachweises lassen keine Mängel oder Versäumnisse seitens des Erstellers erkennen.

Die aufgeworfenen Kritikpunkte hinsichtlich Zuschärfung von Parametern und Optimierung von Tunnel- und Schachtquerschnitten sowie weiterer Layoutdetails sind ausnahmslos alle im Zuge der nachfolgenden Planungs- und Realisierungsschritte bearbeitbar und bedeuten zum gegenwärtigen Zeitpunkt keine grundsätzliche Einschränkung der Machbarkeit. Die hieraus resultierenden Kostenfolgen sind dabei allerdings nicht ausser Acht zu lassen.

Der vorgelegte Nachweis enthält keine Aussagen zur Abhängigkeit der bautechnischen Machbarkeit von der Tiefenlage des Lagers. Die hier beurteilten Angaben sind deshalb nur für die spezifischen Daten des vorgeschlagenen Standortes gültig. Im Hinblick auf die Evaluation möglicher Standorte für die Realisierung des Tiefenlagers wird empfohlen, diese Abhängigkeit in einem ergänzenden Bericht noch aufzuzeigen.

Der Entsorgungsnachweis ist insbesondere bzgl. seiner Inhalte und Aussagen zur bautechnischen Machbarkeit, wie beispielsweise Querschnitte von Tunneln und Stollen, Sicherung, Layout, Innenausbau, Lüftungskonzepten etc., aber auch mit Angaben zu den vorhandenen Fels- und Gesteinsparametern sowie Primärspannungszuständen an die vorgeschlagene Tiefenlage des Lagers von 650m gebunden. Die grundsätzlichen Aussagen zur Machbarkeit können daher keinesfalls ohne weiteres auf grössere Teufenlagen übertragen werden.

Es wird empfohlen, die bautechnische Machbarkeit auch für eine grössere Tiefenlage des Wirtgesteins OPA zu prüfen insbesondere hinsichtlich der Standsicherheit der aufzufahrenden Querschnitte, erforderlicher Geometrien der Querschnitte, Auffahrungs- und Bewetterungskonzepte, Innenausbau und Sicherung, Betriebskonzepte. Hinsichtlich des Layouts einer solchen Anlage in einer grösseren Tiefenlage wird die Erschliessung der Lagerstätte mittels zwei bis drei Schächten favorisiert.

10 Quellenverzeichnis

Nagra Technische Berichte (NTB):

- NTB 00-01: Sondierbohrung Benken, Untersuchungsbericht, Textband, August 2001
- NTB 00-01: Sondierbohrung Benken, Untersuchungsbericht, Beilagenband, August 2001
- NTB 01-01: Model Radioactive Waste Inventory for Reprocessing Waste and Spent Fuel, December 2002
- NTB 01-04: Calculations of the Temperature Evolution of a Repository for Spent Fuel, Vitrified High-Level Waste in Opalinus Clay, October 2002.
- NTB 02-02: Projekt Opalinuston, Konzept für die Anlage und den Betrieb eines geologischen Tiefenlagers, Entsorgungsnachweis für abgebrannte Brennelemente, verglaste hochaktive sowie langlebige mittelaktive Abfälle, Dezember 2002.
- NTB 02-03: Projekt Opalinuston, Synthese der geowissenschaftlichen Untersuchungsergebnisse, Entsorgungsnachweis für abgebrannte Brennelemente, verglaste hochaktive sowie langlebige mittelaktive Abfälle, Dezember 2002.
- NTB 02-05: Project Opalinus Clay – Safety Report, Demonstration of disposal feasibility for spent fuel, vitrified high-level waste and long-lived intermediate-level waste (Entsorgungsnachweis), December 2002
- NTB 02-06: Project Opalinus Clay: Models, Codes and Data for Safety Assessment, Demonstration of disposal feasibility for spent fuel, vitrified high-level waste and long-lived intermediate-level waste (Entsorgungsnachweis), December 2002
- NTB 04-06: Effects of Post-disposal Gas Generation in a Repository for Spent Fuel, High Level Waste and Long-lived Intermediate Level Waste Sited in Opalinus Clay, July 2004

Nagra Interne Berichte (NIB):

- NIB 00-21: Endlager HAA/LMA – Opalinuston, Konzeptstudie Anlagen und Betrieb: Lüftungskonzept für die Betriebsphase, Juni 2000 (inkl. Nachträge 2000 – 2002).
- NIB 00-51 Rev. 1: Endlager BE/HAA/LMA – Opalinuston, Konzeptstudie Anlagen und Betrieb: Felsmechanische Berechnungen und Dimensionierung der Ausbruchsicherung zum Nachweis der baulichen Machbarkeit, März 2003.

- NIB 02-34: OPA/Hydrogeology: Scoping calculations on gas transport processes in the vicinity of a HLW/SF/ILW repository in Opalinus Clay, December 2002
- NIB 02-36: Hydrodynamische Modellierung der Grundwasserzirkulation im Untersuchungsgebiet Zürcher Weinland: Hydraulische Verhältnisse im Umfeld eines potenziellen geologischen Tiefenlagers, December 2002
- NIB 03-08: Opalinuston, Felsmechanische Untersuchungen, März 2003
- NIB 04-06: Projekt Opalinuston, Konzept für die Anlage und den Betrieb eines geologischen Tiefenlagers, Ergänzungen zum NTB 02-02, 23. April 2004

Weitere verwendete Unterlagen, Empfehlungen und Normen

- DGGT, Empfehlungen der deutschen Gesellschaft für Geotechnik:
 - o Nr. 1: Einaxiale Druckversuche an Gesteinsproben (1986)
 - o Nr. 2: Dreiaxiale Druckversuche an Gesteinsproben (1986)
 - o Nr. 9: Wasserdruckversuche in Fels (1986)
 - o Nr. 10: Indirekte Zugversuche an Gesteinsproben – Spaltzugversuche (1986)
 - o Nr. 11: Quellversuche an Gesteinsproben (1986)
 - o Nr. 12: Mehrstufenversuchstechnik bei dreiaxialen Druckversuchen und direkten Scherversuchen
 - o Nr. 13: Laborscherversuche in Felstrennflächen (1988)
- EKRA: Expertengruppe Entsorgungskonzepte für radioaktive Abfälle (EKRA): Entsorgungskonzepte für radioaktive Abfälle; Schlussbericht. Im Auftrag des Departements für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, 2000
- Emch+Berger AG Bern: Aktennotiz „Comparison of the Final Radioactive Waste Repository Concepts“, Februar 2005
- ISRM Suggested Test Methods (div.): Laboratory Testing of Argillaceous Swelling Rock (1989)
- Kommission für nukleare Entsorgung (KNE), Fragenkatalog der KNE zur Geosynthese (NTB 02-03), zur geologischen Entwicklung & Langzeitszenarien (NTB 99-08) und zum bautechnischen Konzeptbericht (NTB 02-02), Antworten der Nagra, Entwurf, Stand 02.12.03.
- SIA – Norm 118: Allgemeine Bedingungen für Bauarbeiten, Ausgabe 1977/1991
- SIA – Norm 196: Baulüftung im Untertagbau, Ausgabe 1998

- SIA – Norm 198: Untertagbau, Ausgabe 1993
- SUVA: Checkliste Lüftung im Untertagebau

Weitere Literatur

- AkEnd (2002): Auswahlverfahren für Endlagerstandorte. Empfehlungen des AkEnd-Arbeitskreises Auswahlverfahren Endlagerstandorte
- Amstad, Ch. & Kovari, K. (2001): Untertagbau in quellfähigem Fels. Inst. Geotechnik IGT, ETH Zürich
- Atkinson, B. K. (Ed.) (1987): Fracture Mechanics of Rock. Academic Press Inc. Ltd, London, UK
- Brown, E. T. (Ed.) (1986): Rock Characterization, Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods. Pergamon Press, Oxford
- Brady, B. H. G., Brown, E. T. (1993): Rock Mechanics for Underground Mining. Second Edition, Chapman & Hall, London UK
- Chan, T., Hood, M., Board, M. (1982): Rock Properties and Their Effect on Thermally Induced Displacements and Stresses: Journal of Energy Resources Technology, Vol. 104
- Chapman, N., McCombie, Ch. (2003): Principles and Standards for the Disposal of long-lived Radioactive Wastes. Waste Management Series 3, Elsevier Science, Oxford, UK
- Fecker, E. (1997): Geotechnische Messgeräte und Feldversuche im Fels. F. Enke Verlag, Stuttgart
- Franklin, J. A., Dusseault, M. B. (1989): Rock Engineering. McGraw-Hill, New York
- Fröhlich, B. (1986): Anisotropes Quellverhalten diagenetisch verfestigter Tonsteine. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 99
- Girmscheid, G. (2000): Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau. Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- Goodman, R. E. (1989): Introduction to Rock Mechanics. 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York/Toronto

- Gudehus, G. (1981): Bodenmechanik. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart
- Haerberli, W., Rellstab, W., Harrison, W. D. (1984): Geothermal Effects of 18 ka BP Ice Conditions in the Swiss Plateau: Annals of Glaciology 5, International Glaciological Society.
- Hartmann, R.M. (1995): Auswertung von Wasserabpressversuchen in klüftigem und verformbaren Fels. Veröffentlichungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 28
- Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. (2000): Support of Underground Excavations in Hard Rock. 4th Print, A.A.Balkema, Rotterdam
- Huder, J., Amberg, G. (1970): Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. Schweiz. Bauzeitung 88, S. 975 – 980
- Kastner, H. (1962): Statik des Tunnel- und Stollenbaues auf der Grundlage geomechanischer Erkenntnisse. Springer Verlag Heidelberg (1971)
- Kutzner, Ch. (1991): Injektionen im Baugrund. F. Enke Verlag, Stuttgart
- Leichnitz, W. (1981): Mechanische Eigenschaften von Felstrennflächen im direkten Scherversuch. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 89
- Maidl, B. (1994): Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus, Band I: Konstruktionen und Verfahren. 2. Auflage, Verlag Glückauf GmbH, Essen
- Maidl, B. (1988): Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus, Band II: Grundlagen und Zusatzleistungen für Planung und Ausführung. Verlag Glückauf GmbH, Essen
- Maidl, B., Schmid, L., Ritz, P., Herrenknecht, M. (2001): Tunnelbohrmaschinen im Hartgestein. Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- National Research Council (1996): Rock Fractures and Fluid Flow. National Academy Press, Washington D.C.
- Pimentel, E. (1992): Bilineare Spannungsverteilung an elliptischen Hohlräumen - Näherungslösung. Interner Bericht des Lehrstuhls für Felsmechanik, Universität Karlsruhe
- Pimentel, E. (1996): Quellverhalten von diagenetisch verfestigtem Tonstein. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 139

Rossmann, H.-P. (1998): Mechanics of Jointed and Faulted Rock. Proc. of the 3rd International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienna, A.A.Balkema, Rotterdam

Schneider, K.-J. (Hrsg.) (2004): Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen. 16. Aufl., Werner-Verlag, München/Unterschleißheim