

Das Modell AJRM als Grundlage für wirtschaftliches und sicheres Planen und Bauen im klüftigen Fels

Prof. Dr.-Ing. Walter Wittke, Dr.-Ing. Bettina Wittke-Schmitt,
Dr.-Ing. P. Wittke-Gattermann

Zusammenfassung

Das Modell für anisotropen, geklüfteten Fels (AJRM Anisotropic Jointed Rock Mass Model) und das zugehörige FE-Berechnungsverfahren wurden vor 5 Jahrzehnten entwickelt und seither erfolgreich angewendet. Die Standsicherheitsnachweise einer vergleichsweise großen Anzahl von Tunnelbauwerken und Staumauern sowie deren Gründung wurden basierend hierauf durchgeführt. Ergebnisse von Messungen an Bauwerken wurden damit interpretiert und Erkundungsprogramme konzipiert und ausgewertet.

Der Vortrag beschreibt das verwendete Gefügemodell am Beispiel von Sedimentgesteinen und eines metamorphen Gesteins. Darauf aufbauend werden das Modell für das Spannungsdehnungsverhalten und die Wasserdurchlässigkeit sowie die Vorgehensweise bei der Bestimmung der zugehörigen Kennwerte erläutert.

Im Hauptteil des Referats werden einige ausgewählte Anwendungsbeispiele skizziert. Dies sind Baugruben und Tunnel in den Schichten des schwarzen und braunen Juras sowie in Kalksteinen. Außerdem wird über einen Tunnel und eine Grundwasserabsenkung im Buntsandstein sowie zwei Baumaßnahmen für die Green Line der U-Bahn in Doha, Qatar berichtet.

Diese und eine Reihe weiterer Beispiele, die aus Zeitgründen nicht dargestellt werden können, zeigen, dass mit dem AJRM und dem zugehörigen Berechnungsverfahren eine Methode zur Verfügung steht, mit deren Hilfe es möglich ist, Bauwerke im klüftigen Fels wirtschaftlich und sicher zu bemessen. Selbstverständlich ist es - wie immer in der Technik - richtig und wünschenswert, an der Weiterentwicklung der Methode zu arbeiten. Es ist aber auch an der Zeit, diese Vorgehensweise auf breiter Front anzuwenden.

1. Einleitung

Die 60iger Jahre des vergangenen Jahrhunderts waren die Gründerjahre der neuen ingenieurwissenschaftlichen Disziplin der Felsmechanik. Persönlichkeiten wie Leopold Müller, Salzburg und Manuel Rocha, Lissabon haben einen großen Beitrag dazu geleistet. Sie haben immer wieder hervorgehoben, dass die Trennflächen und die dadurch bedingte Anisotropie der Festigkeit, der Verformbarkeit und Durchlässigkeit des Felses einen entscheidenden Einfluss haben und dass sich daraus andere Anforderungen an die Modellbildung, die Berechnungsmethoden und die Versuchstechnik ergeben als in der Bodenmechanik.

Der Senior-Autor war damals ein junger Ingenieur und war von den Ideen begeistert. Er hatte konstruktiven Ingenieurbau studiert, in Bodenmechanik promoviert und als Mitarbeiter

seines damaligen Chefs an bodenmechanischen und grundbautechnischen Fragestellungen der Praxis mitgearbeitet.

Mit diesem fachlichen Hintergrund bearbeitete er seine Habilitation über die Standsicherheit von Böschungen in klüftigem Fels und begann seine Forschungstätigkeit in der Felsmechanik und im Felsbau an der Universität in Karlsruhe. Der Ruf, den er an die RWTH-Aachen erhielt und die Genehmigung, neben der Hochschultätigkeit die WBI GmbH zu gründen, gaben dann die Möglichkeit, die Arbeiten in Forschung und Praxis fortzusetzen. In der WBI GmbH haben wir die entwickelten Ansätze und Modelle in langjähriger Zusammenarbeit im Team bei einer Vielzahl von Projekten angewendet und fortentwickelt.

Mit diesem Beitrag möchten wir das aus diesen Tätigkeiten heraus entstandene AJRM-Modell und seine Anwendung in der Praxis vorstellen.

2. Gefügemodell, felsmechanisches und felshydraulisches Modell

Das Foto in Bild 1 zeigt eine Falte aus dem Zagros-Gebirge in der Nähe der Bogenstau-
mauer und des Untertagekraftwerks Karun III, an deren Planung und Bau WBI beteiligt war
(Wittke 2001, Wittke & Tabesh & Ghazvinian 2002). Es handelt sich um eine Wechsella-
gerung aus Kalksteinen und Mergelkalksteinen. Die Kalksteine sind verwitterungsresistenter,
und man erkennt Sie daran, dass sie weiter vorstehen. Deutlich ist auch die dominante
Schichtung zu erkennen, während die Klüfte nicht so klar erkennbar ist. Diese erkennt man
in dem ebenfalls in Bild 1 dargestellten Modell einer Falte.

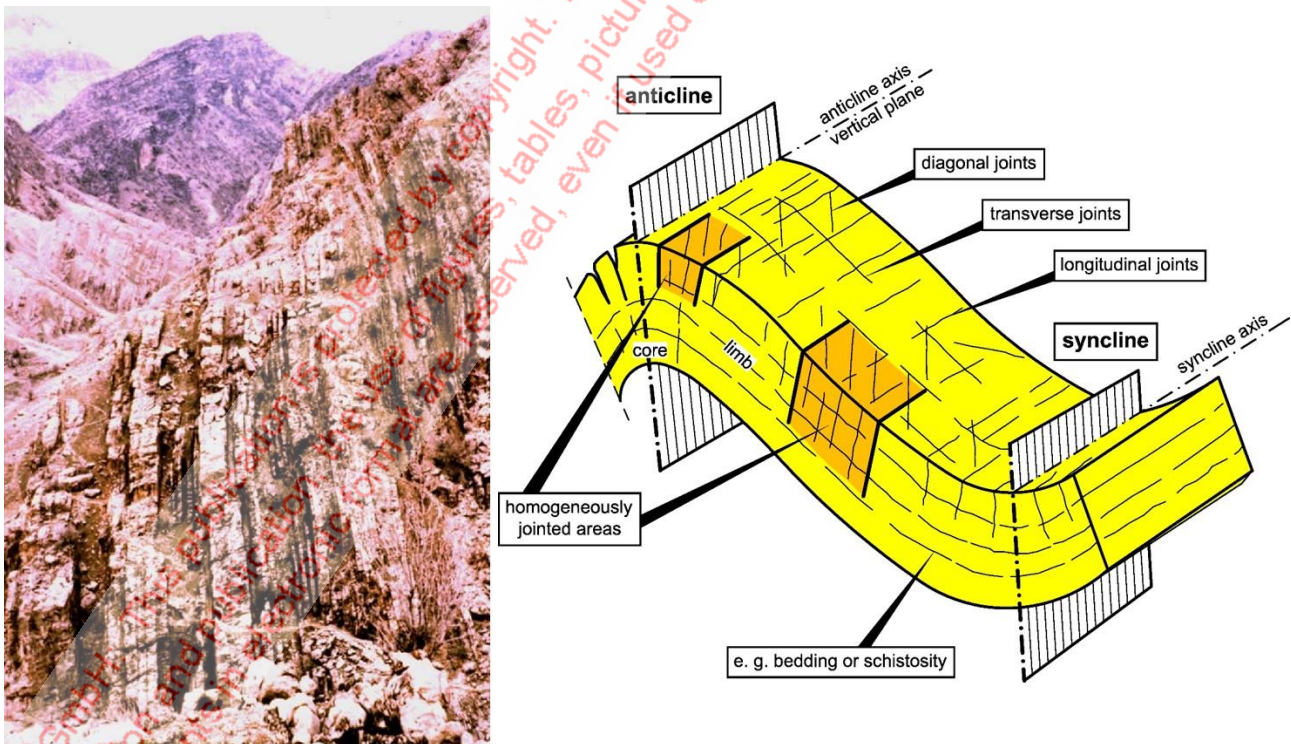


Bild 1: Schichtfugen und Klüfte im Bereich einer Falte

Danach kann man zwischen Längs-, Quer- und Diagonalklüften unterscheiden, die alle senkrecht auf der Schichtung stehen. Die Längsklüfte streichen parallel zur Faltenachse und die Quer- und Diagonalklüfte quer bzw. diagonal dazu. Bereiche homogener Klüftung finden sich an der Flanke, dem Sattel und der Mulde der Falte.

Bild 2 zeigt das Foto eines geschieferten Tonsteins von einer Wasserkraftanlage am Sankarani, einem Nebenfluss des Niger in Mali (Wittke 1984, Wittke 2014). Die Schichtung fällt in diesem Fall mit der Schieferung zusammen (Sch). Außerdem erkennt man zwei senkrecht auf der Schichtung stehende Klufscharen (D1 und D2) sowie eine diagonal zu diesen Klüften streichende Kluft (Bild 2). Vergleichbare Gefüge findet man bei anderen metamorphen Gesteinen und auch im Kristallin (Wittke & Tabesh & Ghazvinian 2002, Wittke 1984, Wittke 2014). Die Böschung der im Foto gezeigten Baugrube wurde hinsichtlich des Trennflächengefüges kartiert und daraus das rechts im Bild dargestellte Gefügemodell erarbeitet (vgl. (Wittke 1984, Wittke 2014).

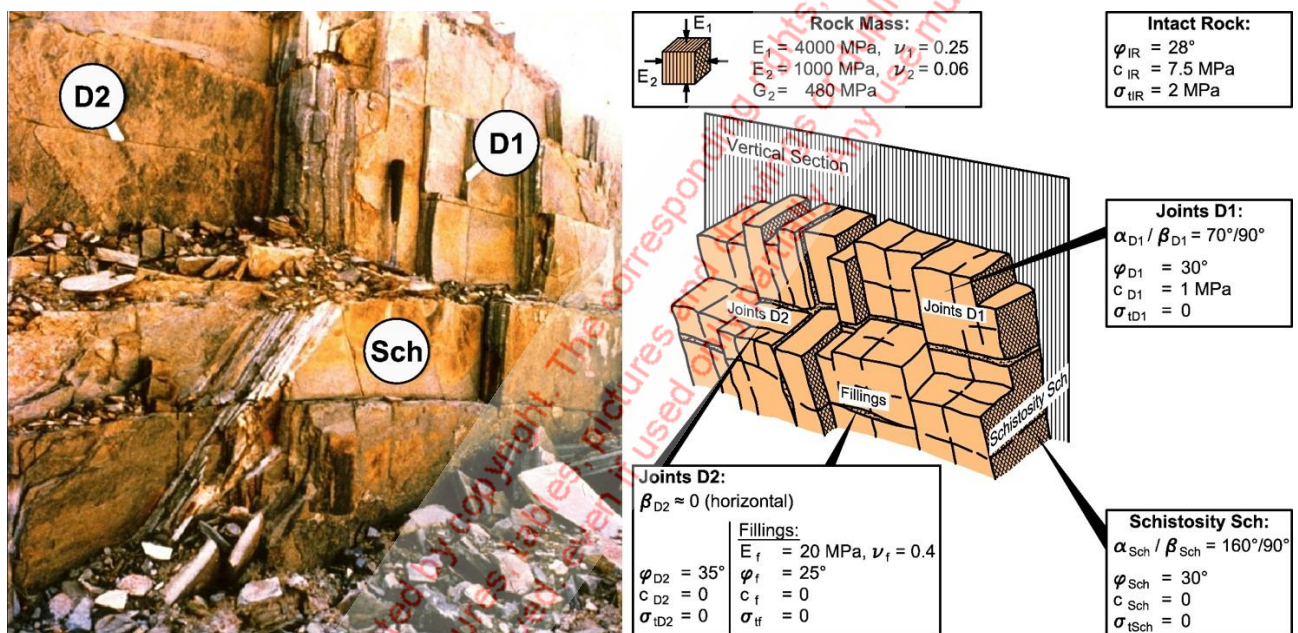


Bild 2: Gefüge- und felsmechanisches Modell (Wasserkraftanlage Sankarani, Mali)

Gefügemodelle dieser Art sind die Voraussetzung für die Erarbeitung eines felsmechanischen und felshydraulischen Modells. Sie müssen im Einzelfall anhand von Erkundungen ausgearbeitet werden (vgl. Wittke 1984, Wittke 2014). Für Beanspruchungen unterhalb der Festigkeit kann man bei den meisten Felsarten näherungsweise von linear-elastischem Verhalten ausgehen. Sedimentgesteine, Tonschiefer und auch Gneise verhalten sich aber im elastischen Bereich nicht isotrop. Vielmehr ist die Zusammendrückbarkeit senkrecht zur Schichtung oder Schieferung häufig größer als parallel dazu. Diese Eigenschaft darf in vielen Fällen nicht vernachlässigt werden und kann durch die Annahme transversaler Isotropie in guter Näherung beschrieben werden. Wie im Bild 2 dargestellt, sind dazu 5 elastische Konstanten erforderlich. Das sind die E-Moduln parallel und senkrecht zur Schichtung bzw. Schieferung E_1 und E_2 , zwei Poisson'sche Zahlen ν_1 und ν_2 und der Schubmodul G_2 für Schubbeanspruchungen parallel zur Schichtung bzw. Schieferung (Wittke 1984, Wittke 2014).

Die Festigkeit des unzerklüfteten Gesteins ist nur in Ausnahmefällen von Bedeutung für das mechanische Verhalten. Sie kann nach dem Mohr-Coulomb'schen Gesetz durch den Reibungswinkel φ_{IR} und die Kohäsion c_{IR} beschrieben werden (Bild 2). Maßgeblich sind die Scherfestigkeit der Trennflächen, die im Modell ebenfalls durch einen Reibungswinkel und eine Kohäsion beschrieben werden (Bild 2). Eine Zugfestigkeit wird in der Regel nicht in Ansatz gebracht. Weitere Beispiele für entsprechende felsmechanische Modelle von klüftigem Fels finden sich in Wittke 2014.

Mit wenigen Ausnahmen kann das unzerklüftete Gestein für Aufgaben aus dem Felsbau als undurchlässig angenommen werden. Die Trennflächen stellen die Fließwege dar, wie auch auf dem Foto einer Böschung im aufgelockerten Buntsandstein einer Baugrube in der Fulda bei Kassel deutlich wird. Die Strömung in den Trennflächen ist meist laminar und kann durch das Gesetz von Darcy beschrieben werden (Wittke 1984, Wittke 2014). Die als Durchfluss dividiert durch den gesamten Querschnitt definierte Filtergeschwindigkeit ist danach proportional zum hydraulischen Gefälle mit dem Durchlässigkeitsbeiwert als Proportionalitätsfaktor (Bild 3).

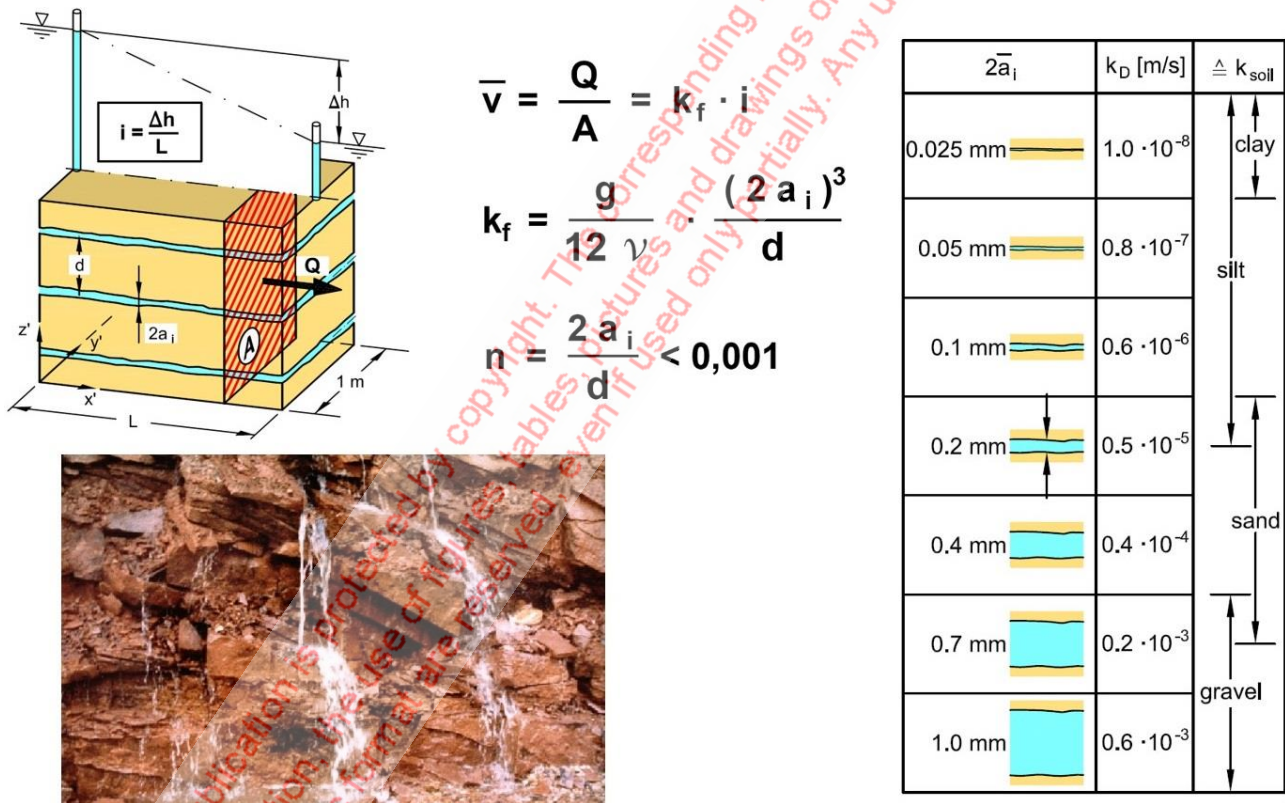


Bild 3: Wasserdurchlässigkeit

$$\bar{v} = Q/A = k_f \cdot i$$

Dabei wächst der Durchlässigkeitsbeiwert mit der 3. Potenz der Öffnungsweite $2a_i$ der Trennfläche an (Bild 3)

$$k_f = g/12 \nu \cdot 2a_i^3/d$$

Für eine eindimensionale Sickerströmung durch einen Fels mit einer Trennflächenschar und einem Abstand der Trennflächen von 1 m sind die Durchlässigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit von der Spaltweite in Bild 3 in Tabellenform zusammengestellt. Man erkennt, dass sich schon bei verhältnismäßig geringen Spaltweiten große Durchlässigkeitsbeiwerte ergeben.

3. Bestimmung der felsmechanischen Kennwerte

Eine sorgfältige Erkundung der geologischen und felsmechanischen Verhältnisse im Vorfeld einer Baumaßnahme ist entscheidend für eine sichere und wirtschaftliche Baudurchführung. Wie wir gesehen haben, ist es dabei sehr wichtig, das aus Schichtung, Klüftung und auch Störungen bestehende Trennflächengefüge zuverlässig zu erkunden und wenn möglich Homogenbereiche festzulegen. Für solche die Homogenbereiche ist dann das felsmechanische Versuchsprogramm zu konzipieren.

Ein felsmechanisches Versuchswesen wurde in den Gründerjahren der Felsmechanik entwickelt.

Großversuche wie der "Large Flat Jack Test" zur Bestimmung der Verformbarkeit von Klüftkörpern und der Großscherversuch zur Bestimmung der Scherfestigkeit von Trennflächen berücksichtigen die Notwendigkeit, den Einfluss des Trennflächengefüges auf das felsmechanische Verhalten versuchstechnisch zu erfassen (Wittke 1984, Wittke 2014). Aufgrund der hohen Kosten werden sie jedoch heute nur noch in Einzelfällen durchgeführt. Andererseits führen kleinmaßstäbliche Versuche wie beispielsweise der Dilatometerversuch nicht unmittelbar zu zuverlässigen Ergebnissen. Unter anderem deshalb werden im Felsbau in großem Umfang in situ Messungen beim Bau und am fertigen Bauwerk durchgeführt, um die mit den Prognosen des Bauwerksverhaltens verbundenen Unsicherheiten zu kompensieren.

WBI hat in den zurückliegenden Jahren Messungen dieser Art in großem Umfang ausgewertet und mit dem auf der Grundlage des Anisotropic Rock Mass Modell (AJRM) entwickelten Berechnungsmodell nachgerechnet. Auf diese Weise wurden die Prognosen der felsmechanischen Kennwerte überprüft und verbessert, und es ist ein großer Erfahrungsschatz entstanden. Nachstehend sollen einige Beispiele dargestellt werden.

Zuvor soll jedoch ein Beispiel für ein Versuchsprogramm gezeigt werden, wie es auch heute noch bei großen Baumaßnahmen zu empfehlen wäre. Es handelt sich um den vorgezogenen Bau eines Flucht- und Rettungsschachtes für den Hasenbergstunnel der S-Bahn in Stuttgart (Bild 4). Dieser wurde durch 2 Erkundungsstollen ergänzt, und es wurden baubegleitend Verschiebungsmessungen durchgeführt. Der obere der beiden Stollen liegt in den Tonsteinen der Formation des Lias α und der untere im Knollenmergel.

Außerdem wurden Druckkissenversuche (LFJ), Großscherversuche sowie Dilatometerversuche und auch Laborversuche durchgeführt. Es gelang damit, die felsmechanischen Kennwerte zuverlässig zu ermitteln (Wittke 1984, Wittke 2014, Deutsche Bundesbahn 1985).

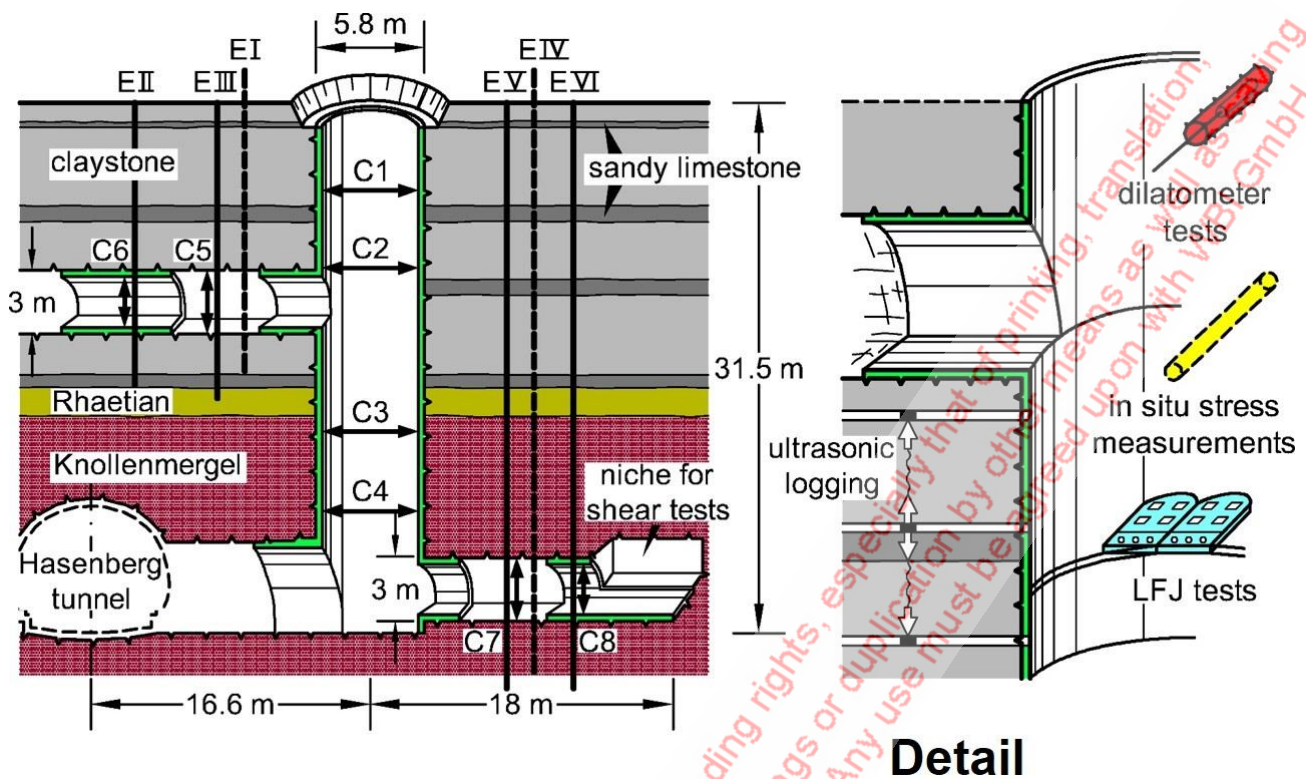


Bild 4: Ermittlung der felsmechanischen Kennwerte

4. Beispiele aus der Praxis

4.1 Baugrube Universität Stuttgart

Bild 5 zeigt ein Luftbild der Baugrube für die S-Bahn-Haltestelle Universität Stuttgart (Deutsche Bundesbahn 1985). Sie ist 220 m lang, an den Enden 30 m breit und liegt in den Tonsteinen des Lias α (Bild 6). In die eng geschichteten Tonsteine sind einzelne Kalksandsteinlagen eingebettet (Bilder 4 und 6). Die Sohle dieser ca. 20 m tiefen Baugrube schneidet die Schicht des Knollenmergels an (Bild 7).

Im Zuge des Baugrubenaushubs wurden horizontale Verschiebungen der Baugrubenwände von ca. 6 cm gemessen (Bilder 7 und 8). Die Verschiebungen reichten seitlich weit in das Gebirge hinein und führten auch zu Zerrungen an der neben der Baugrube stehenden Bibliothek (Bild 9). Ursache für diese Verschiebungen waren in den Tonsteinen wirksame, horizontale Primärspannungen, die auf eine geologische Vorbelastung zurückzuführen sind. Die Schwäbische Alb reichte vor ca. 150 Mio. Jahren bis Stuttgart und bewirkte mit einer Überlagerung von ca. 600 m eine Verfestigung und damit auch Vorbelastung der Tonsteine des Schwarzzuras (Wittke 1984, Wittke 2014). Leider fand diese Vorgeschichte im seinerzeit für das Projekt erstellten geologischen Gutachten keine Erwähnung. Außerdem zerfielen die Bohrkern bei den im Rahmen des oben skizzierten Untersuchungsprogramms (Bild 4) durchgeführten Primärspannungsmessungen, sodass während der Entwurfsphase des Projekts keine Kenntnis über große Horizontalspannungen vorhanden war. Alle anderen felsmechanischen Kennwerte wurden aber im Rahmen der Voruntersuchungen richtig bestimmt.

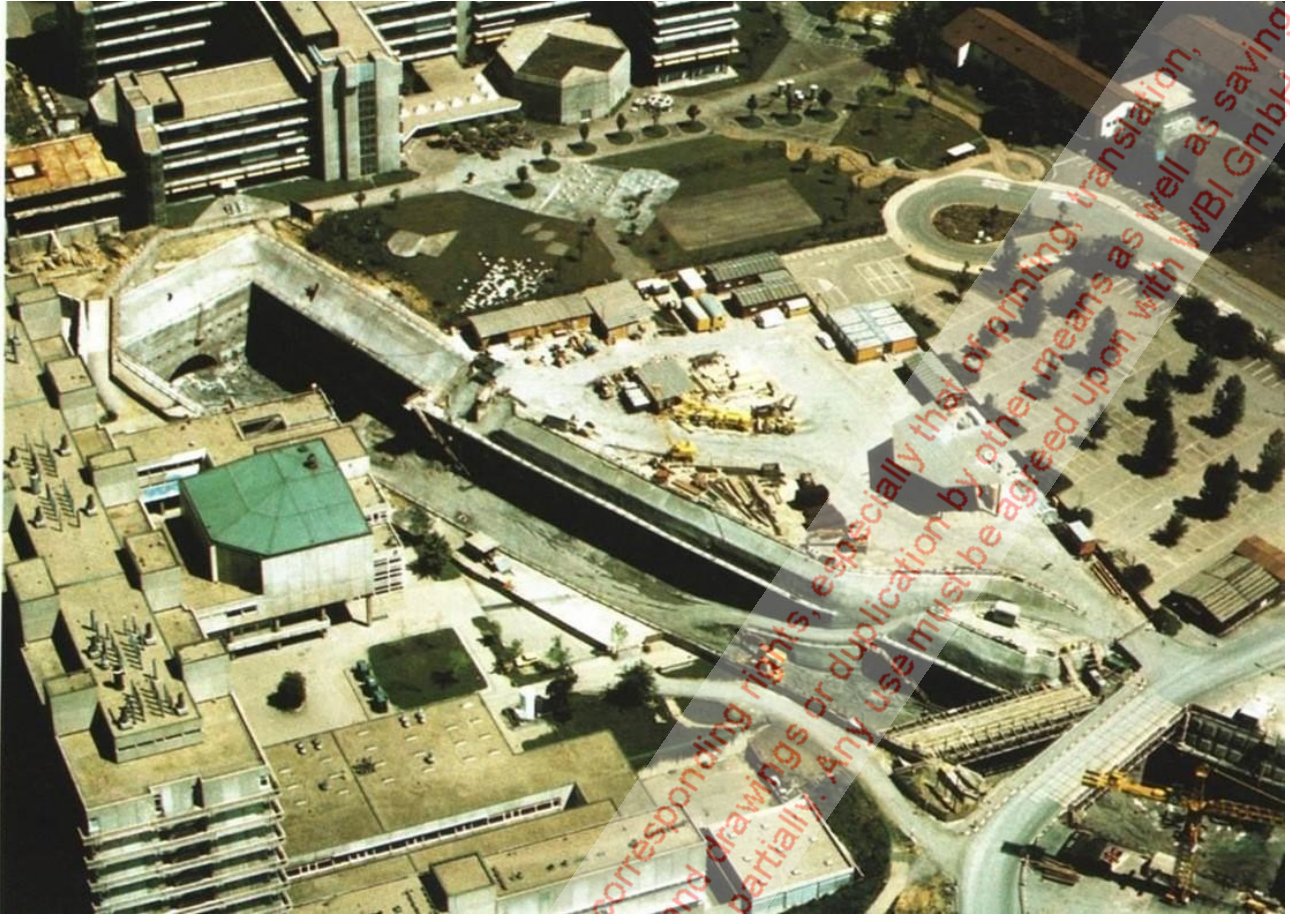


Bild 5: Baugrube Haltestelle Universität



Bild 6: Tonstein des Lias α

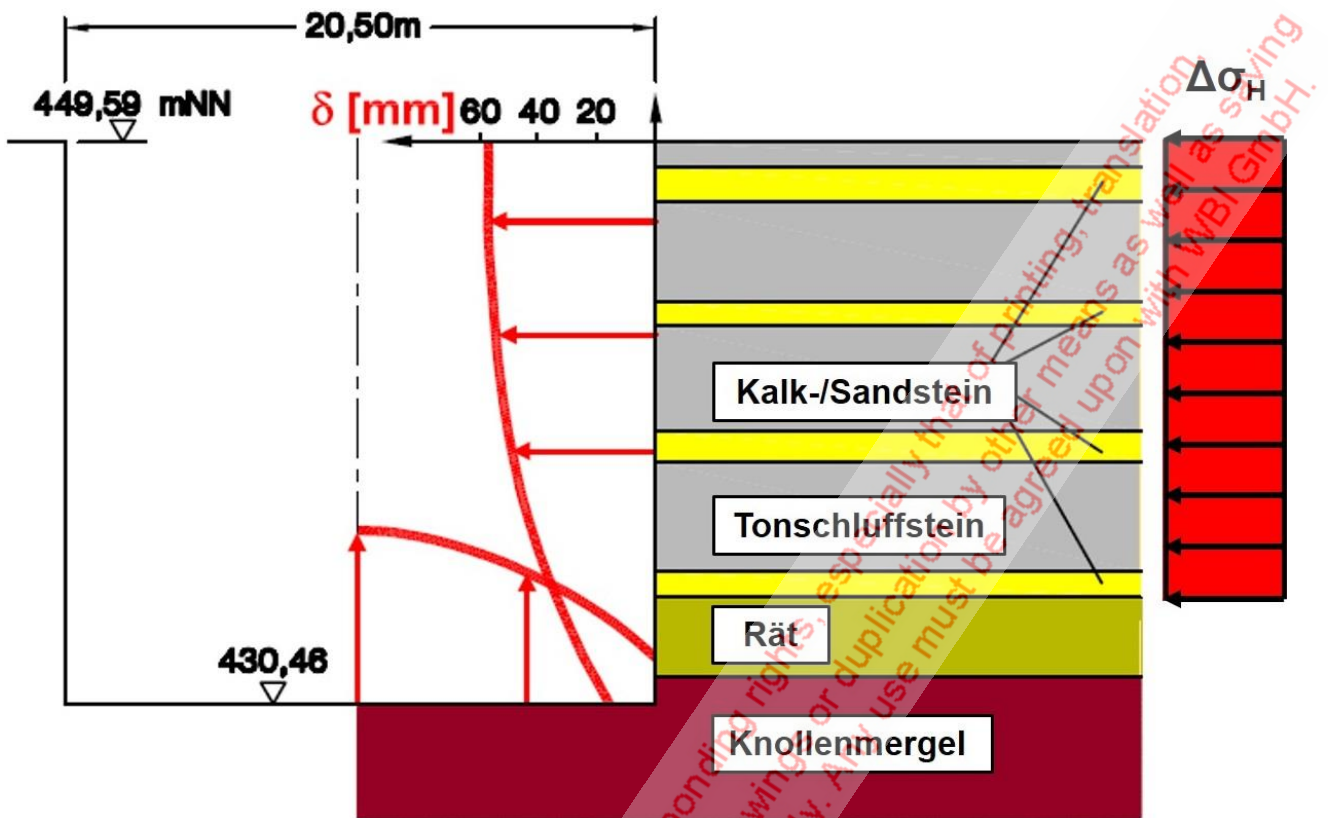


Bild 7: Verschiebungen der Baugrubenwand aufgrund horizontaler Spannungen

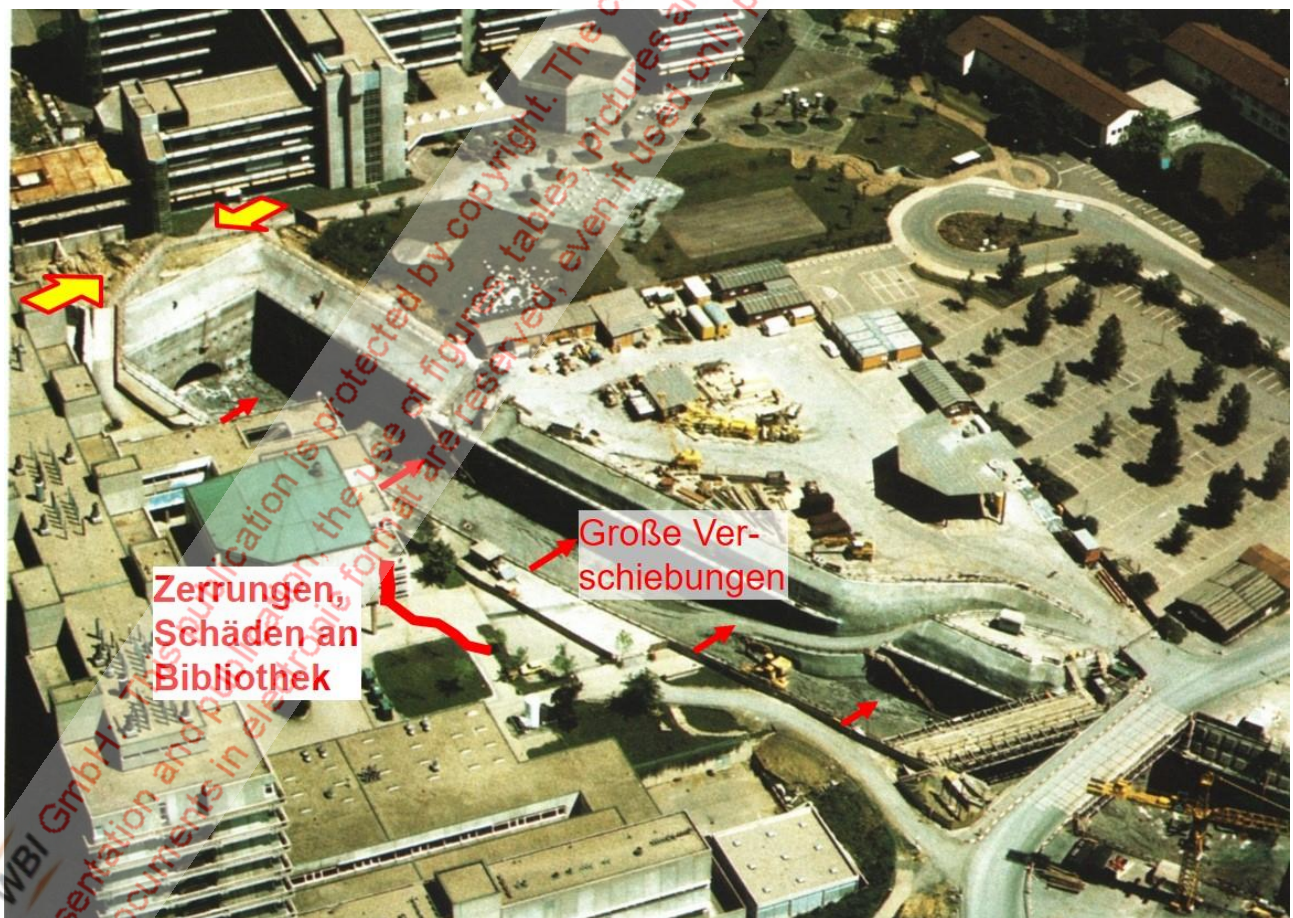
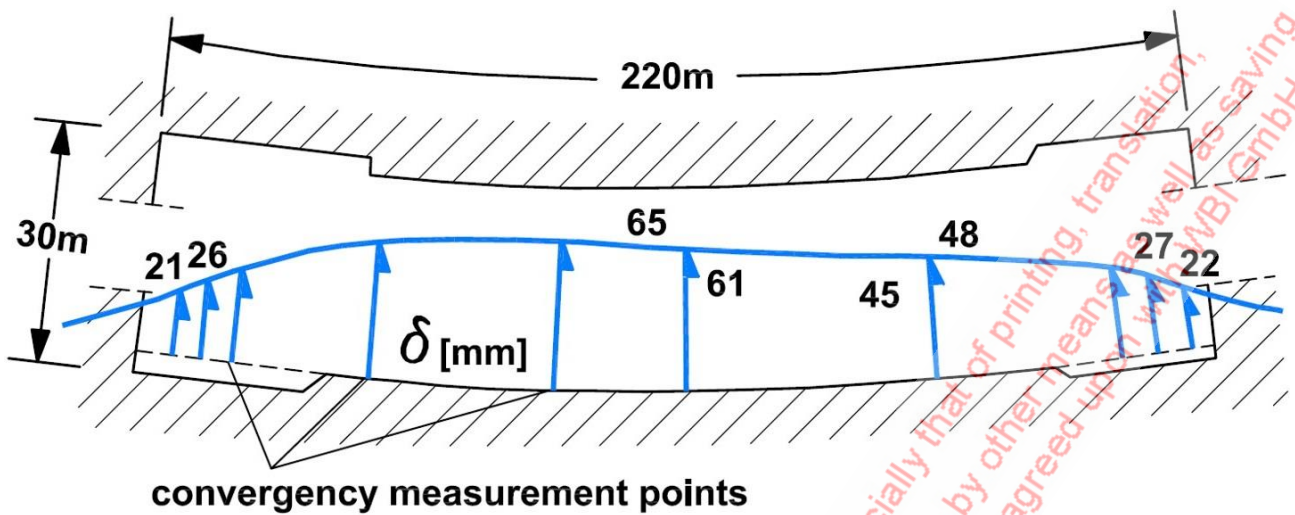


Bild 8: Schäden an der Bibliothek



elevations of measurements: 446.8 mNN

Bild 9: Abklingen der Horizontalverschiebungen in den Stirnwänden

4.2 S-Bahn-Tunnel nach Bernhausen

Mit diesen, in Kapitel 4.1 beschriebenen Kenntnissen wurde einige Jahre später der S-Bahn-Tunnel unter dem Flughafen Stuttgart nach Bernhausen geplant und erfolgreich gebaut (Bild 10, Tegelkamp & Wittke-Gattermann & Züchner 2001).



Bild 10: S-Bahn Tunnel nach Bernhausen

Auch dieser Tunnel liegt in den Tonsteinen des Schwarzjuras (Bild 11). Um die vortriebsbedingten Senkungen insbesondere im Bereich der Start- und Landebahn zu begrenzen, wurde ein Vollausbuch mit abgetrepter Ortsbrust geplant und ausgeführt. Außerdem wurde die Spritzbetonschale mit einer Dicke von 30 - 35 cm ausgeführt, damit die aus der Umlenkung der Horizontalspannungen um den Tunnelquerschnitt resultierenden relativ hohen Normalkräfte im Spritzbeton in Höhe der Firste aufnehmbar waren (Bild 12, Witke 1984, Witke 2014, Tegelkamp & Witke-Gattermann & Züchner 2001).

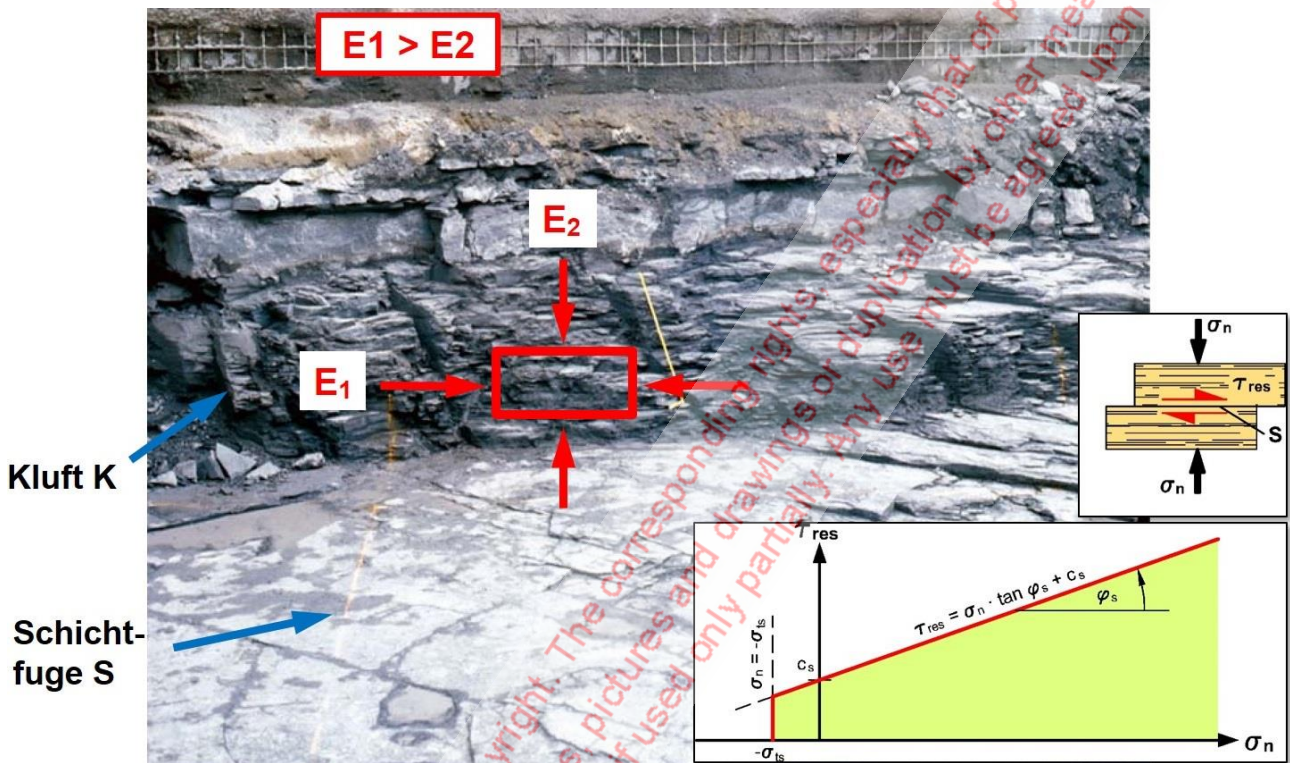
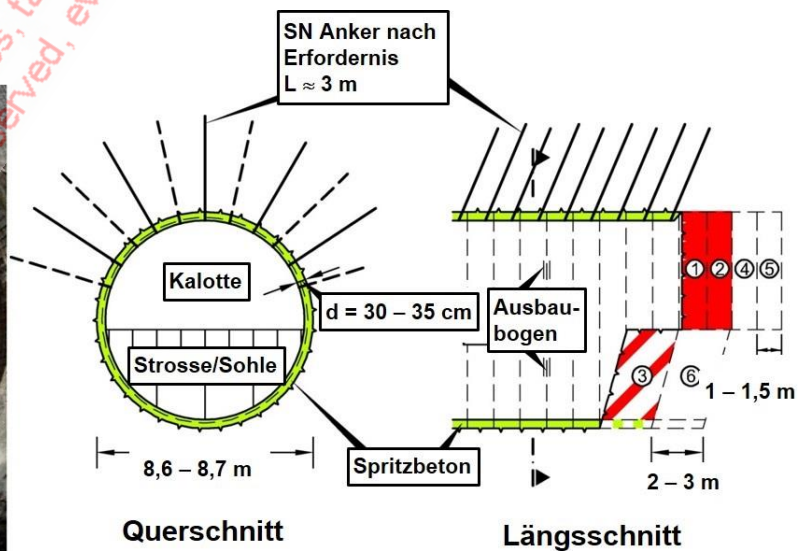


Bild 11: Trennflächengefüge und felsmechanische Eigenschaften



Foto Ortsbrust



- ① - ③ } Ausbruchfolge, jeweils
- ④ - ⑥ } 2 Abschlüge Kalotte, 1 Abschlag Strosse/Sohle
- }

Bild 12: Vortriebsklassen

4.3 Tunnel Küchen

Der Tunnel Küchen wurde im Zuge der Bundesautobahn A 44 von Kassel nach Eisenach gebaut (<https://mobil.hessen.de/a44> mobil.hessen.de 2019). Er liegt in der Formation des Buntsandsteins, der im Bereich des Tunnels engständig geschichtet und vertikal geklüftet ist. Wie man auf dem Foto des Bildes 13 erkennt, fallen die Schichten in Vortriebsrichtung gesehen leicht von links nach rechts ein.



Bild 13: Ortsbrüst im Buntsandstein, Tunnel Trimberg, BAB A44

Im Buntsandstein treten häufig Störungen auf, deren Lage sich in Voruntersuchungen nicht immer genau bestimmen lässt. So wurde bei dem geplanten Kalottenvortrieb mit offener Sohle eine Störung, die sich von rechts dem Tunnel näherte, erst sehr spät erkannt (Bild 14). Zwischen der steil in den Tunnel einfallenden Störung und der Tunnelkontur bildete sich ein Gleitkeil aus, und es kam zu einem Nachbruch.

Daraufhin wurden FE-Berechnungen mit den im Bild 15 dargestellten Elementennetz und Kennwerten durchgeführt, mit denen der Nachbruch nachgebildet werden konnte (Bild 16, linkes Bild). Zum Vergleich wurden weiterhin Berechnungen für einen Kalottenvortrieb mit temporärer Sohle durchgeführt. Mit dieser Maßnahme konnte die Standsicherheit nachgewiesen werden (Bild 16, rechtes Bild).

Daraufhin wurde die linke Röhre im Kalottenvortrieb mit temporärer Sohle erfolgreich aufgeföhren.

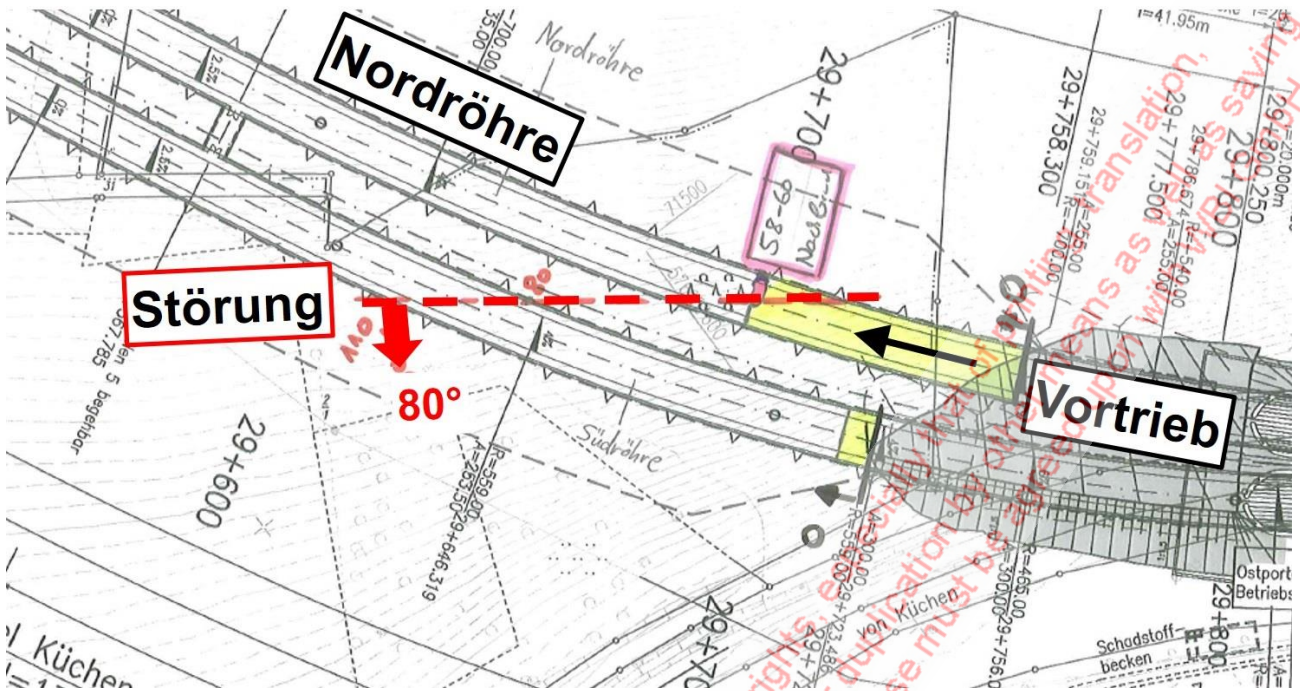


Bild 14: Störung im Bereich Tunnel Küchen, BAB A44

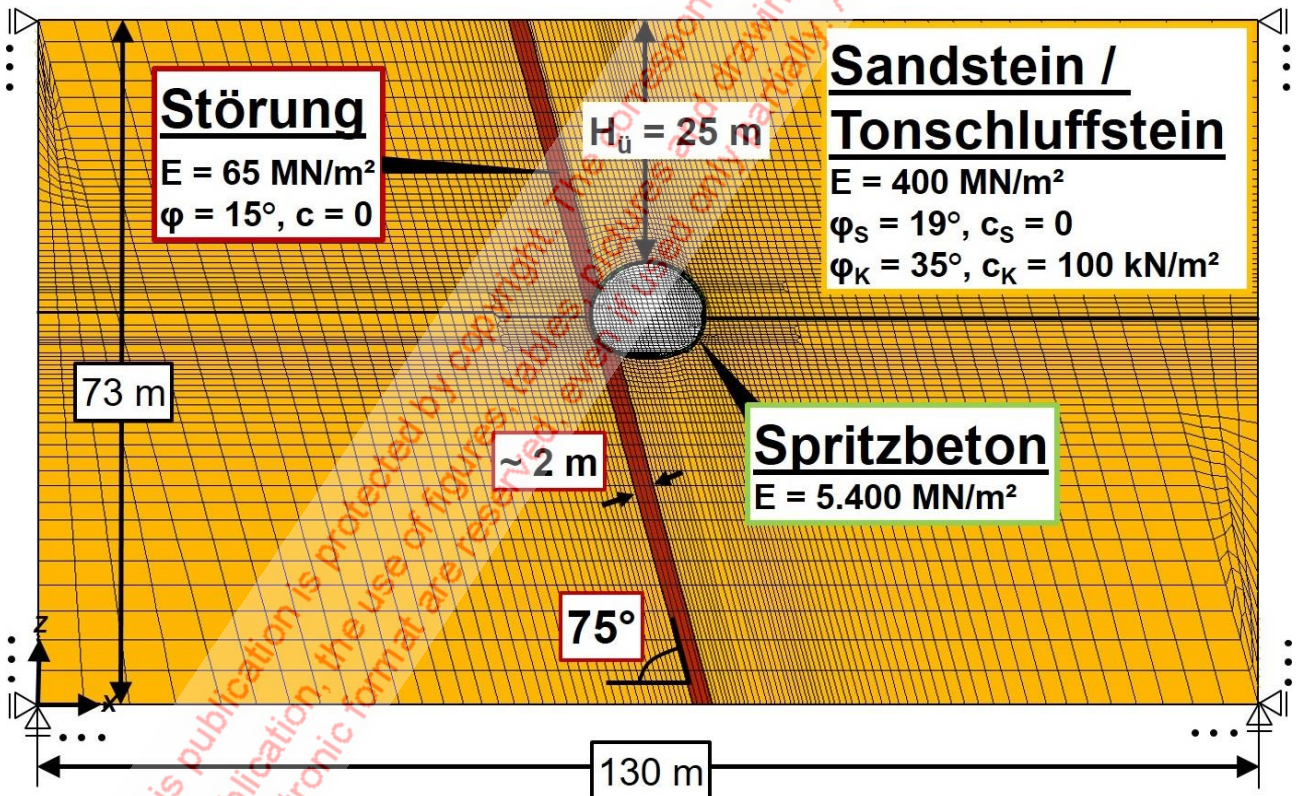


Bild 15: Standsicherheitsnachweis

In Bild 17 sind die Ergebnisse der vortriebsbegleitenden Verschiebungsmessungen beim Durchörteren der Störungszone dargestellt. Als der Vortrieb sich der Störungszone annäherte, wurde er ohne Kalottensohle ausgeführt (Bild 17 oben, Nr. ① und ②). Nach Erreichen

der Störungszone wurde der Vortrieb umgestellt und eine temporäre Kalottensohle eingebaut. Hiermit wurde der Vortrieb fortgesetzt, bis die Störungszone wieder einen ausreichenden Abstand vom Tunnelquerschnitt hatte (Bild 17 unten, ③ und ④).

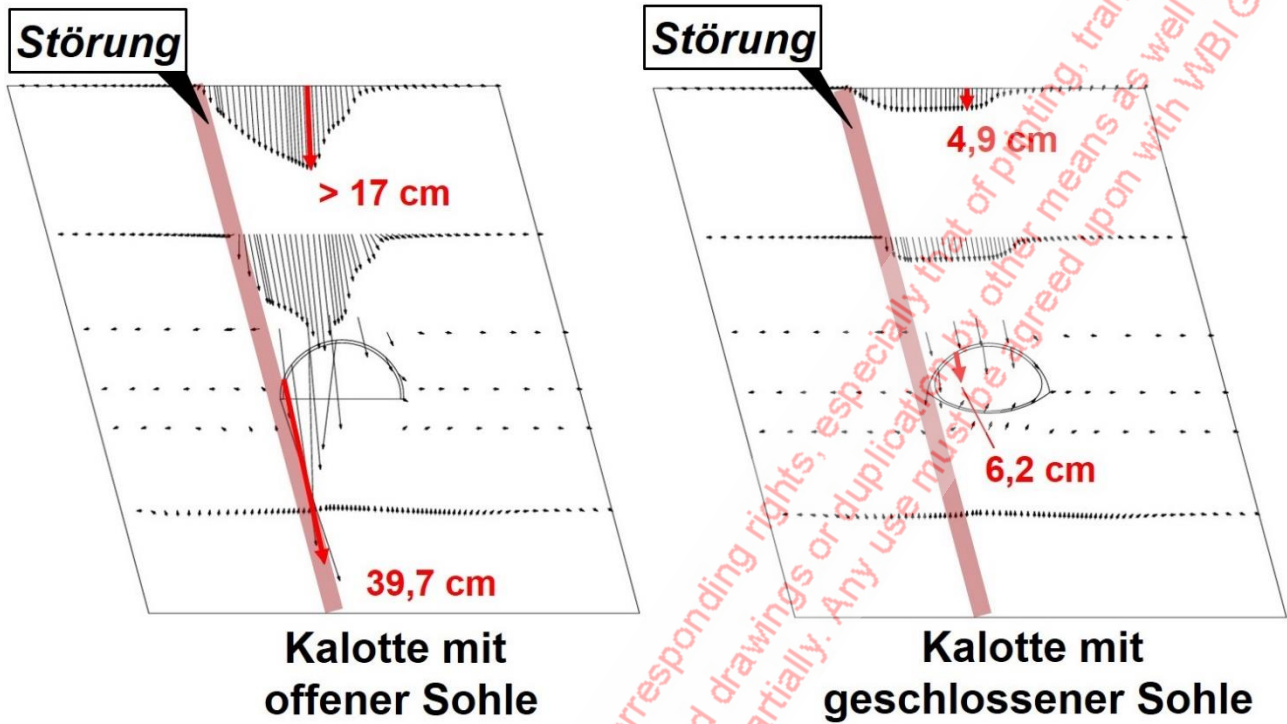


Bild 16: Beherrschung des Kalottenvortriebs im Bereich der Störung

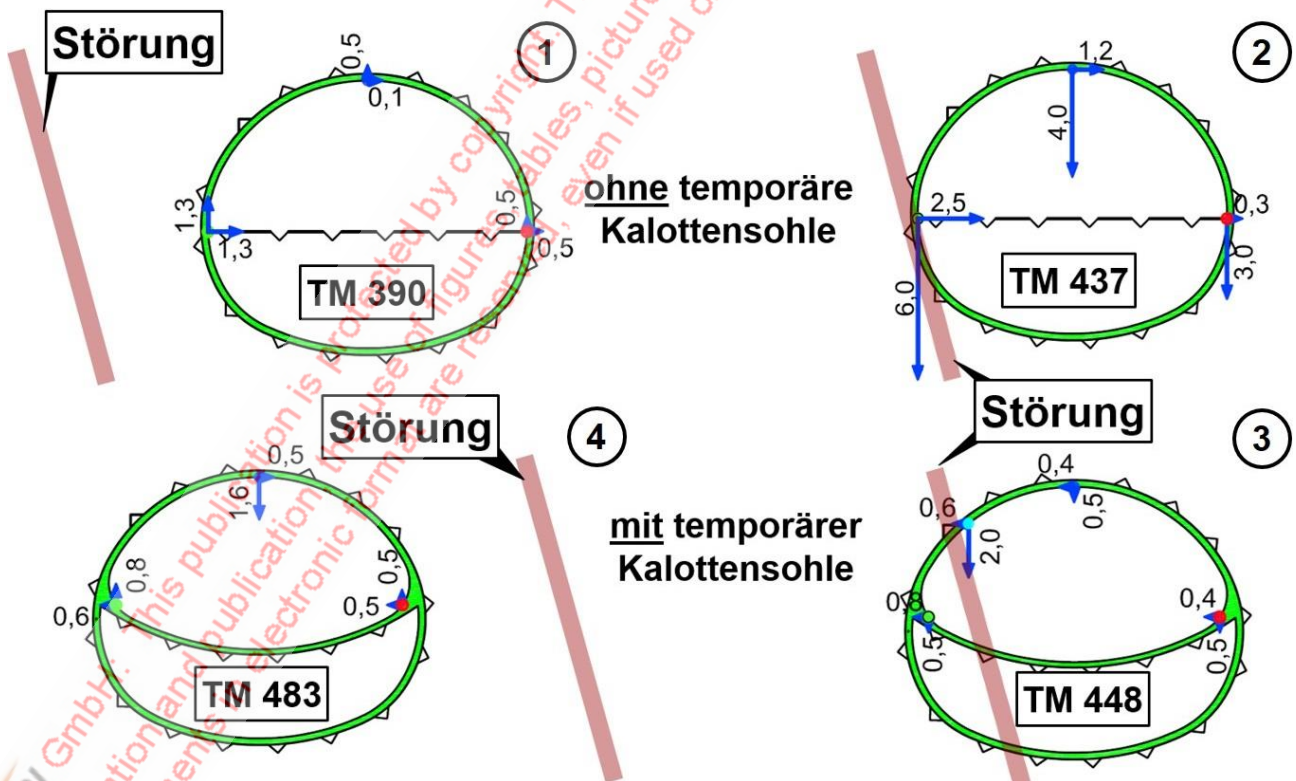


Bild 17: Messergebnisse Tunnel Küchen

Man erkennt, dass die Verschiebungen im Querschnitt nicht von der Störung beeinflusst sind, wenn diese einen Abstand von einigen Metern vom Tunnel hat. Dagegen wirkt sich die Störung auf die Verschiebungen aus, wenn diese in die Nähe des Tunnels kommt oder den Tunnel schneidet.

4.4 Wasserhaltung für den Tunnel Hirschhagen

Der 4,2 km lange Tunnel Hirschhagen an der A 44 ist der zweitlängste Straßentunnel in Deutschland (Rehbein 2015). Mit den beiden zweispurigen Röhren musste das Tal der Losse bergmännisch unterfahren werden. In diesem Abschnitt liegt der Tunnel in den Schichten des Buntsandsteins und der Grundwasserspiegel liegt in Höhe der Geländeoberfläche (Bild 18).

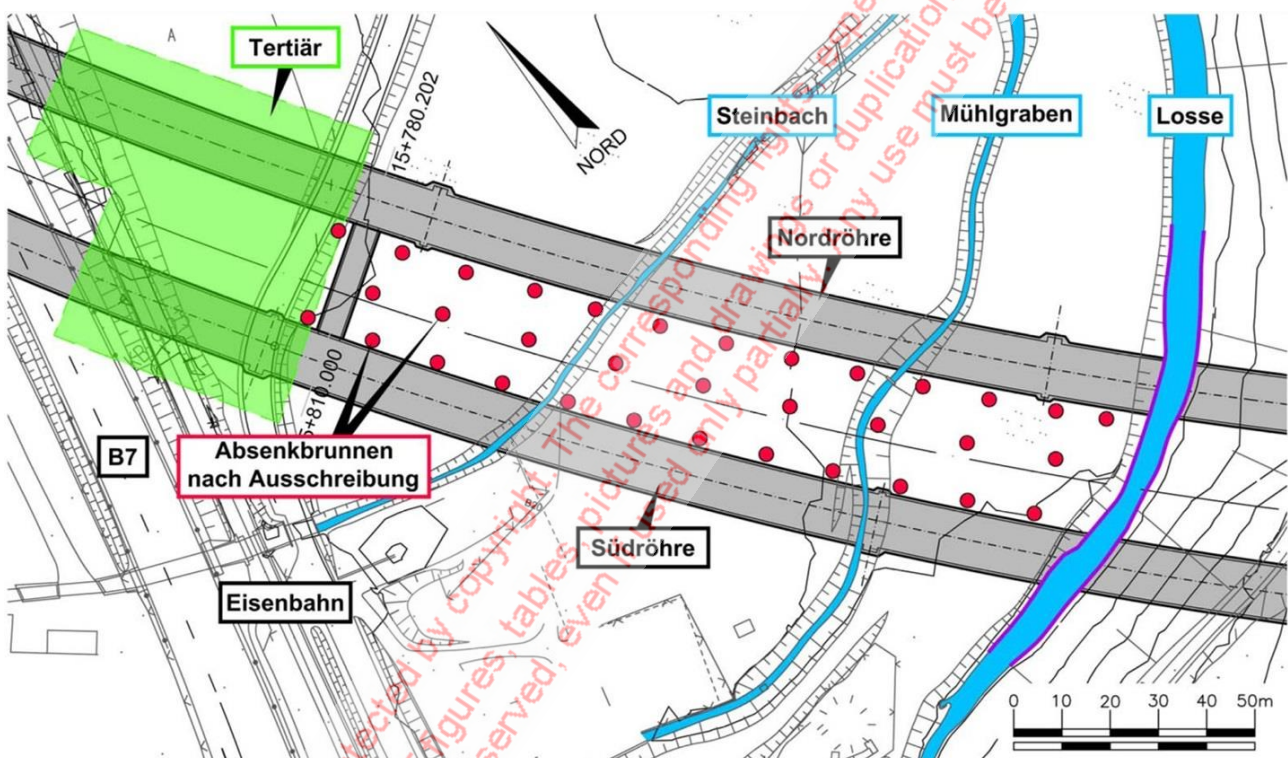


Bild 18: Grundwasserabsenkung im Buntsandstein

Um einen konventionellen Vortrieb zu ermöglichen, war in der Ausschreibung eine Grundwasserhaltung mittels Schwerkraftbrunnen vorgesehen. Dieser Maßnahme wurden Pumpversuche an zwei vorab hergestellten Brunnen vorgeschaltet. Die Wasserdurchlässigkeit der Sandsteine ist durch die horizontalen Schichtfugen und die vertikalen Klüfte bestimmt, während die eingeschalteten Tonsteinlagen eine geringe Wasserdurchlässigkeit und damit eine wasserstauende Wirkung haben (Bild 19). Aufgrund der dadurch bedingten Anisotropie und Inhomogenität des Felses erfolgte die Auswertung und Interpretation der Pumpversuche auf der Grundlage des oben beschriebenen felshydraulischen Modells mit Hilfe räumlicher FE-Berechnungen. Das hierfür konzipierte FE-Netz enthält auch je eine Störung nordöstlich und südwestlich des Lossetals. Auf diese Weise konnte durch einen Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen von Wasserstandsmessungen auf beiden

Seiten der Störungen festgestellt werden, ob diese eine abdichtende Wirkung haben. Außerdem sind im Netz der Brunnen B1, eine Tertiärrinne und einige Knotenpunkte, über die Wasser aus der Losse in den Fels versickern kann, nachgebildet (Bild 20).

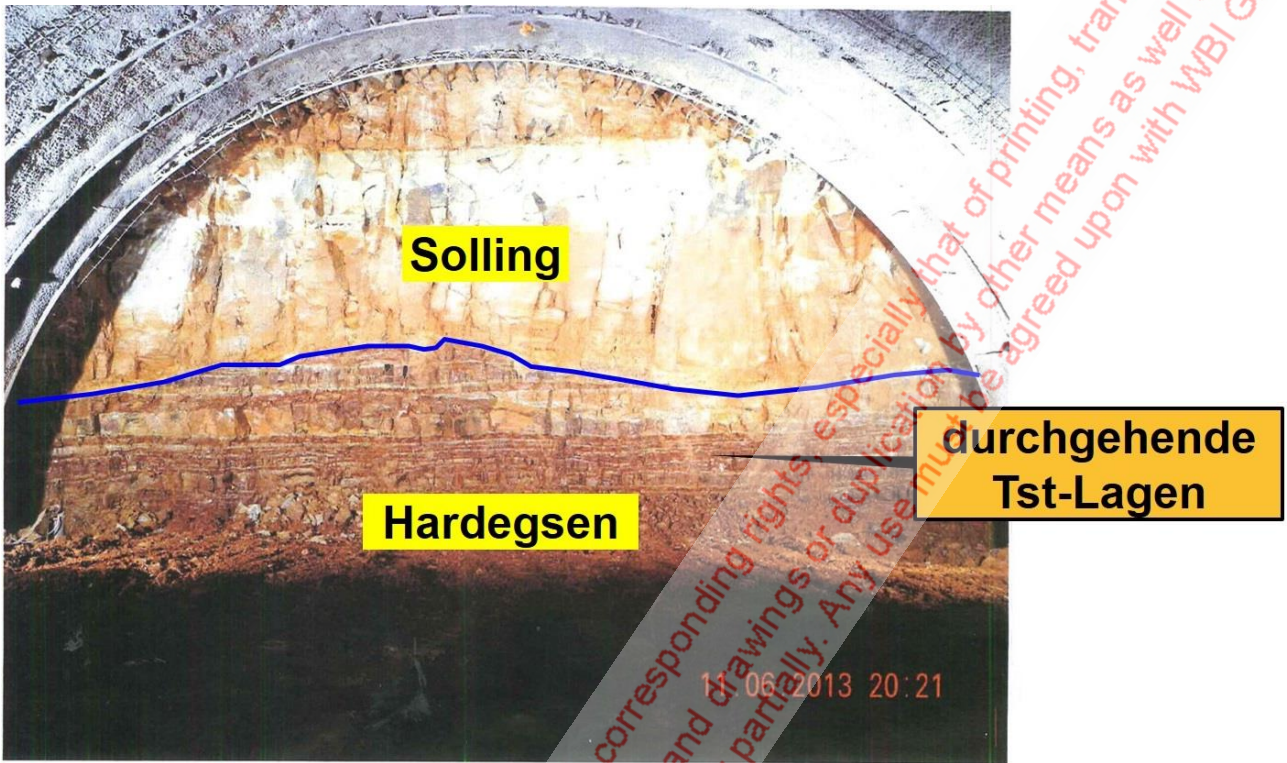
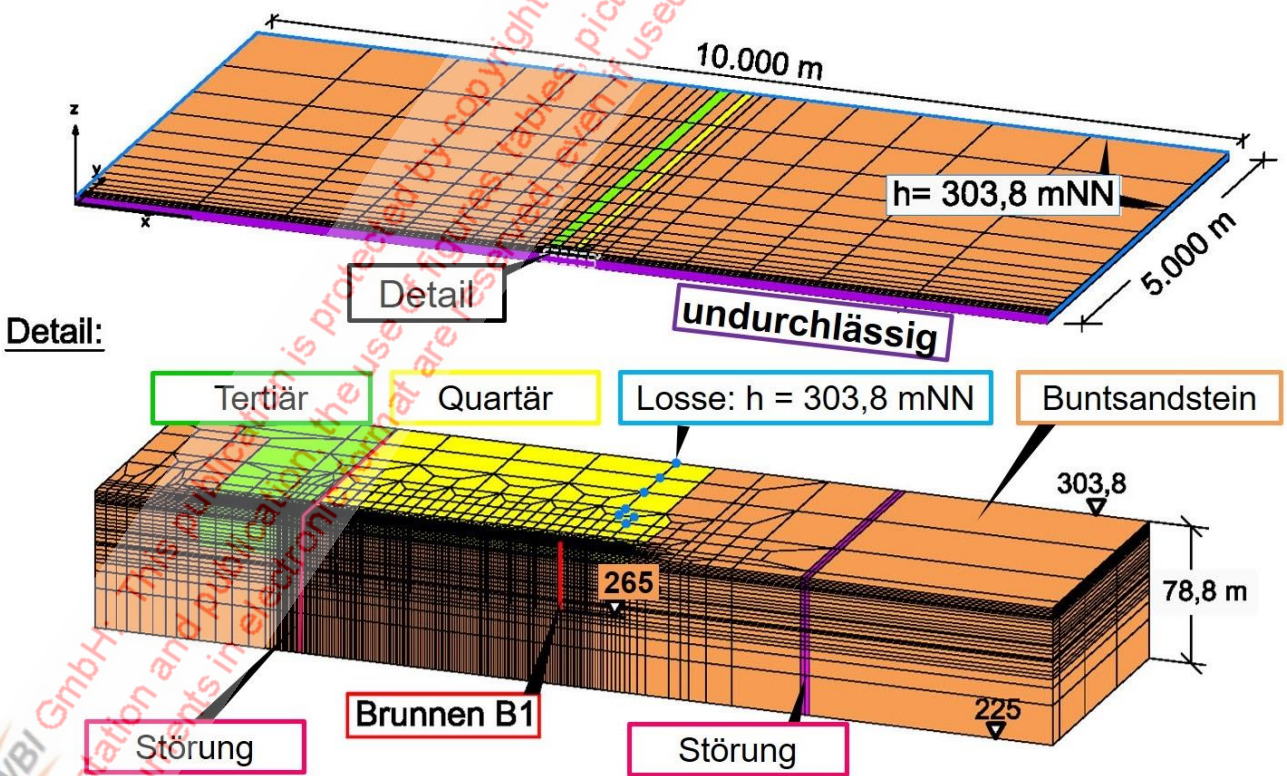


Bild 19: Ortsbrust im Buntsandstein



© Bild 20: Interpretation der Ergebnisse eines Pumpversuchs

Die Berechnungen führten zu sehr großen Durchlässigkeitsbeiwerten in horizontaler Richtung von $k_f = 3 \cdot 10^{-4}$ bis $0,7 \cdot 10^{-4}$ m/s, während sich für die vertikale Richtung nur sehr geringe Durchlässigkeitswerte ergeben haben (Bild 21). Die Störungen erwiesen sich als gering durchlässig, so dass die Reichweite der Wasserhaltung dadurch begrenzt wurde (Bild 21).

- Anisotrope Durchlässigkeit durch gering durchlässige, weit durchhaltende Tonsteinschichten
- Störungen mit geringer Wasserdurchlässigkeit, abdichtend
- Durchlässigkeit Buntsandstein:
 - $k_{fh} = 3 \cdot 10^{-4}$ bis $0,7 \cdot 10^{-4}$ m/s (\cong Kies bis Sand)
 - $k_{fv} \ll k_{fh}$

Bild 21: Ergebnisse des Pumpversuchs

4.5 Boßlertunnel

Der 8,8 km lange Boßlertunnel ist Teil des Alaufstiegs der NBS Stuttgart - Ulm (Breidenstein 2016). Er verbindet mit seinen zwei eingleisigen Röhren Aichelberg mit der Brücke über das Filstal, an die sich der 4,4 km lange Steinbühlertunnel anschließt, der bis zur Albhochfläche reicht. Auf den ersten 5,9 km durchörtert der Boßlertunnel die Schichten des Braunen Juras (Bild 22). Im Bereich der größten Überlagerung von ca. 280 m steht hier das Aalenium 2 an, das aus drei Sandsteinlagen und zwei eingelagerten Tonsteinlagen (ZUP und ZPO) besteht. Für diese Tonsteine wurden auf der Grundlage der Ergebnisse der Voruntersuchungen die in Bild 23 in schwarz zusammengestellten Kennwerte prognostiziert. Außerdem ergaben die Voruntersuchungen, dass die Horizontalspannungen gleich den Vertikalspannungen aus dem Gewicht der Überlagerung sind. Die einaxiale Druckfestigkeit der Tonsteine wurde zu 3 MPa ermittelt (WBI GmbH 2010). Mit einer solch geringen Festigkeit ergeben sich in dem Durchfahrungsbereich des Aaleniums 2 druckhafte Verhältnisse. Dementsprechend wurde im Ausschreibungsentwurf hier ein nachgiebiger Spritzbetonausbau vorgesehen, während für die unterhalb und oberhalb liegenden Tunnelabschnitte ein TBM-Vortrieb mit einer Tübbingstärke von 45 cm zugelassen werden konnte.

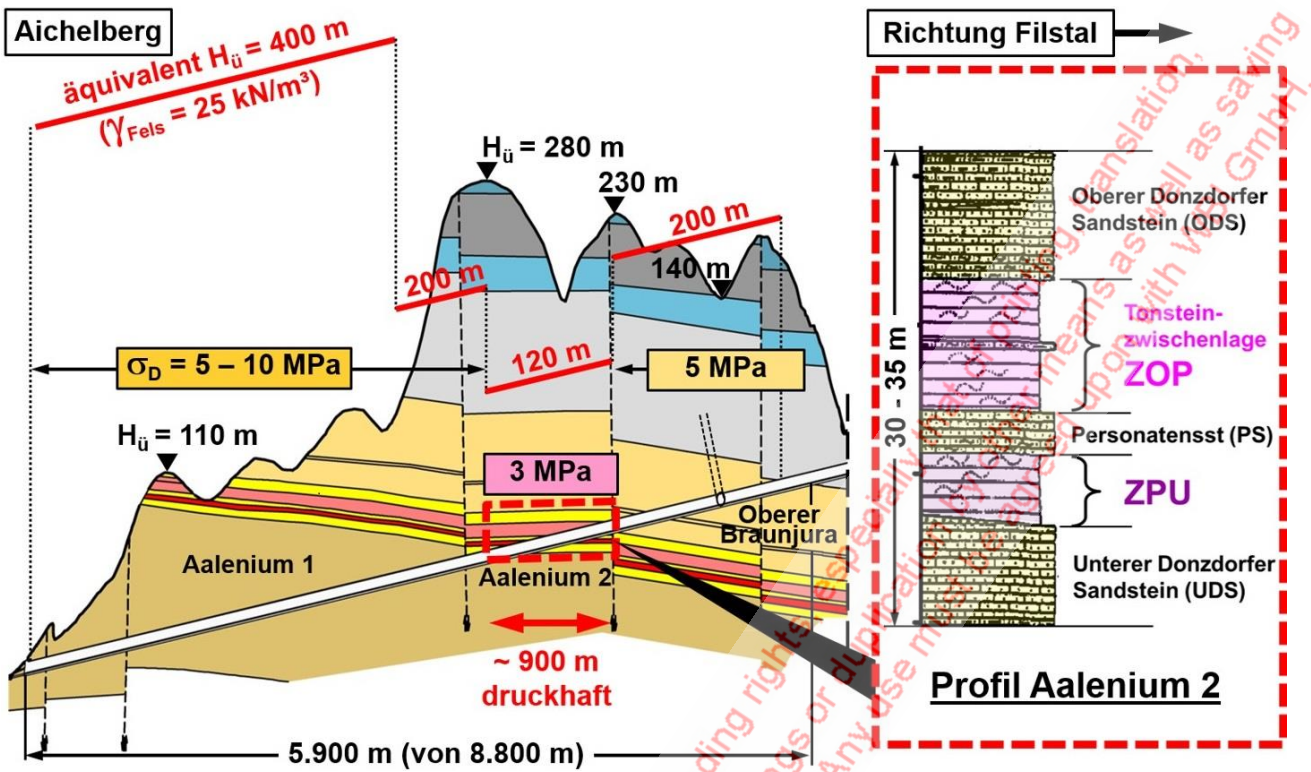


Bild 22: Große Überlagerung, geringe Festigkeiten, Tonsteine des Aalenium 2

Schicht	Verformbarkeit Gebirge		Festigkeit Gestein		Scherparameter Trennflächen			
	E_1 [MN/m ²]	E_2 [MN/m ²]	σ_D/σ_{DRest} [MN/m ²]	Φ_G [°]	C_s/C_{sRest} [MN/m ²]	Φ_s [°]	C_K [MN/m ²]	Φ_K [°]
Sandsteine • ODS • PS • UDS	$E = 3.000$ 2.000 (1.000)		17,5 (5,0)	35 (30)	0,10 (0,05)	25 (20)	0,5 (0,2)	35 (30)
Tonsteine*) • ZOP • ZPU	2.500 600 (400)	1.000 300 (200)	5/2,5 3,0 (1,5)	20 15 (15)	0,2/0,1 0,05 (0)	17,5 15 (15)	---	---

Fortgeschriebene Kennwerte:

- (Untere Kennwerte) entfallen
- E-Modul etwas größer
- Horizontalspannungen: $\sigma_{horiz.} = \sigma_{vert.}$ gemäß Prognose

Bild 23: Fortschreibung der felsmechanischen Kennwerte

Nach Auftragsvergabe wurde nach dem Bau des Zwischenangriffsstollens Umpfental ein Versuchsschacht und ein Versuchsstollen mit nachgiebigem Spritzbetonausbau in das Aalenium 2 vorgetrieben (Bild 24). Die in diesem Zusammenhang durchgeführten Messungen und Versuche führten zu den in Bild 23 mit Rot gekennzeichneten Kennwerten für das Gebirge. Danach konnte auf die Berücksichtigung der unteren Kennwerte verzichtet werden. Außerdem ergaben sich etwas größere E-Moduln für die Sand- und Tonsteine und einaxiale Gesteinsfestigkeiten für die Tonsteine von 5 MPa für horizontale und von 2,5 MPa für vertikale Belastung (Schmitt & Wittke-Gattermann 2015, Bild 23).



Bild 24: Erkundungsstollen mit Knautschelementen

Mit diesen angepassten Kennwerten wurde dann ein TBM-Vortrieb auch in diesen Schichten möglich. Allerdings musste die Dicke der Tübbinge in diesem Bereich auf 65 cm erhöht werden.

Mit dem so ermittelten Kennwertsatz und den Horizontalspannungen wurde die Statik des im Aalenium liegenden Verbindungsbauwerks 7 aufgestellt (Bilder 25 und 26). Dabei ergaben sich die in Bild 27 dargestellten Normalkräfte in den Tübbingungen. Ein Vergleich mit den Ergebnissen der in diesem Bereich durchgeführten Messungen zeigt eine sehr gute Übereinstimmung. Damit wird deutlich, dass es gelungen ist, die für das AJRM notwendigen Kennwerte zuverlässig zu bestimmen und dass das Tragverhalten von Tunneln und deren Auskleidung mit dem zugehörigen Berechnungsverfahren gut erfasst werden kann.

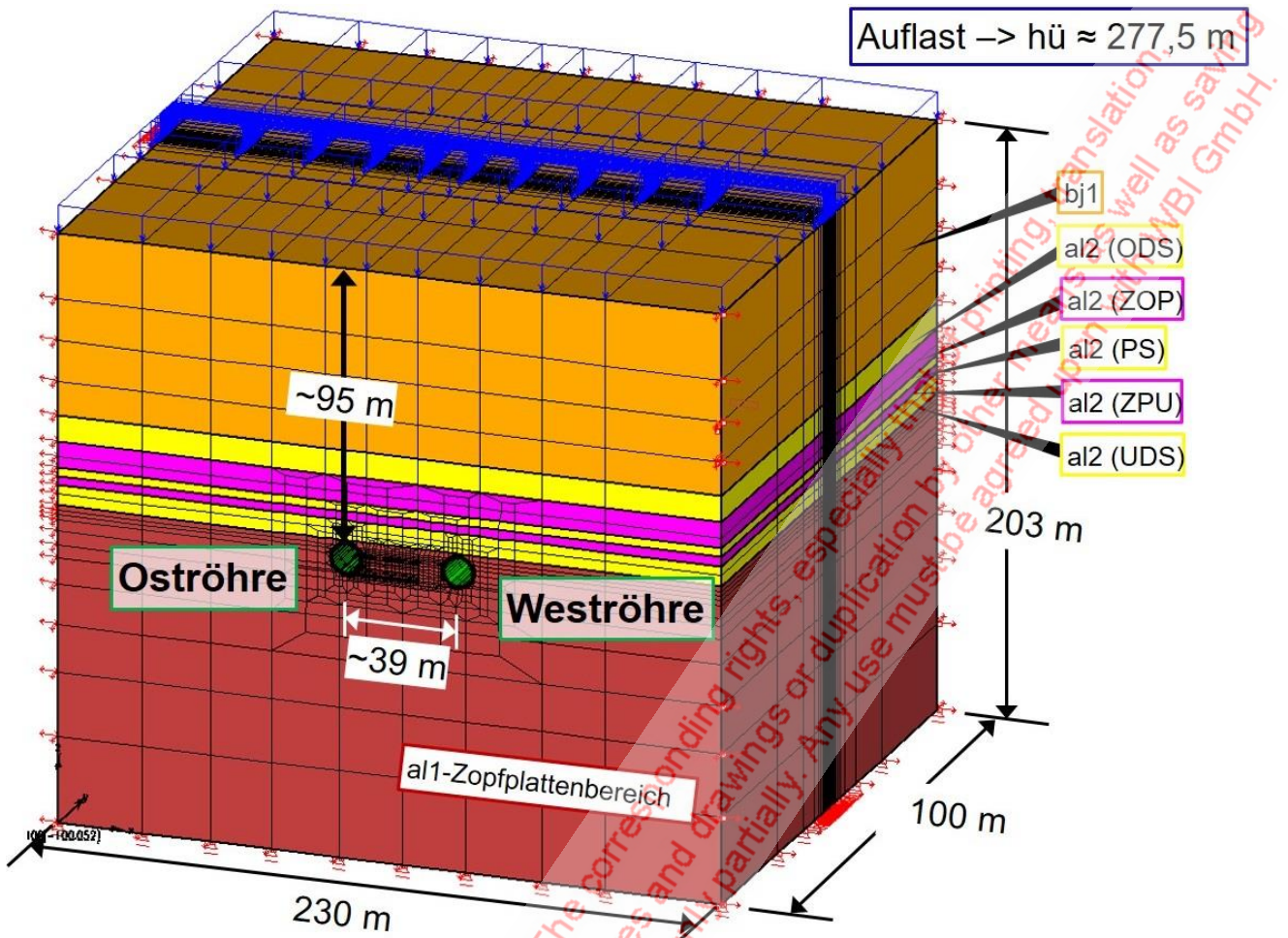


Bild 25: Standsicherheitsnachweis für das Verbindungsbauwerk, 3D FE-Netz

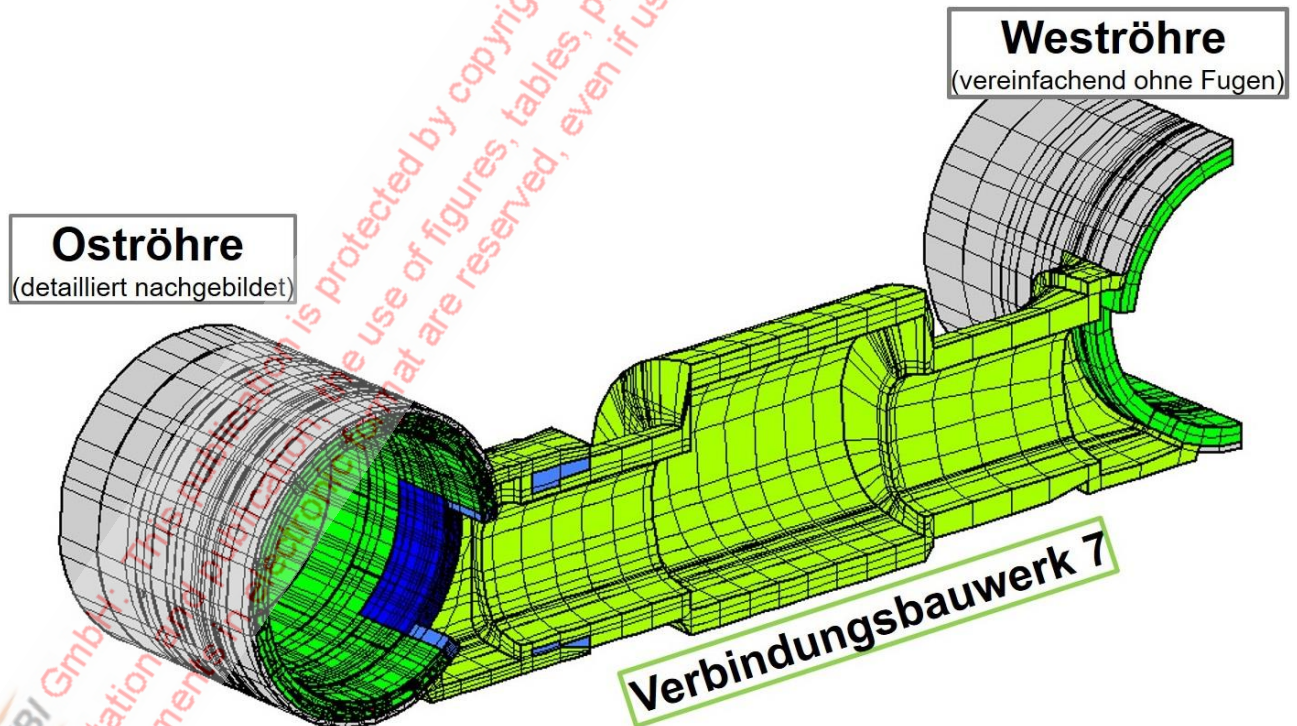


Bild 26: Standsicherheitsnachweis für das Verbindungsbauwerk, 3D-FE-Netz, Detail

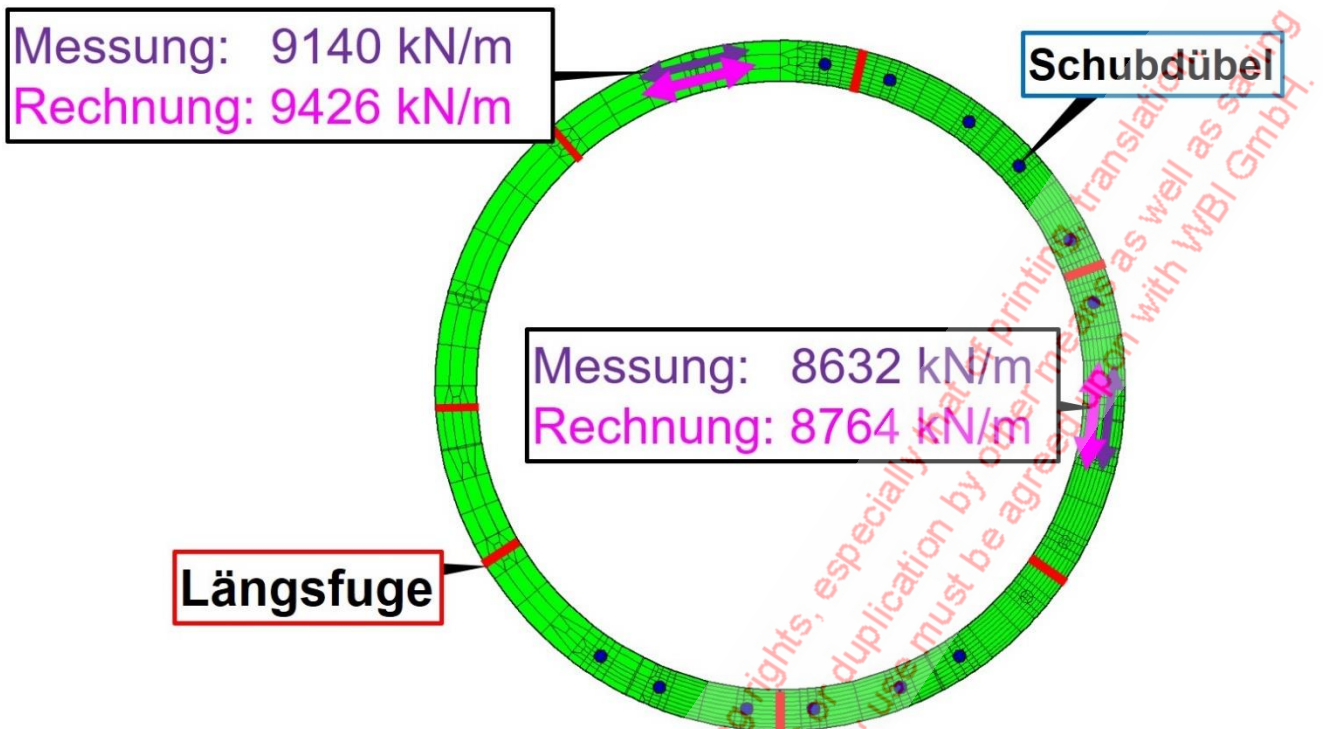


Bild 27: Verbindungsbauwerk 7 im Aalenium 2, Normalkraft in den Tübbing

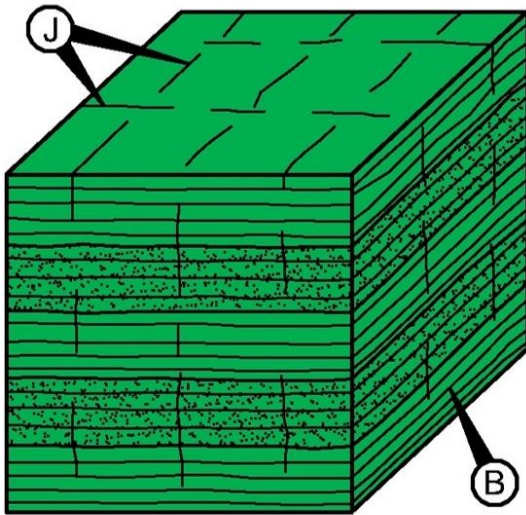
4.6 Green Line Qatar

Die Tunnel und Stationen der Green Line in Qatar liegen über weite Strecken im Simsima Limestone und in den Midra Shales. Die Kennwerte dieser Schichten wurden von WBI aufgrund von Erfahrungen geschätzt (Griguta & Al Ansari & Demmler 2018, Wittke-Schmitt & Küpper & Wenkenbach 2017, Bild 28).

Die Standsicherheitsnachweise für die Baugruben für die Stationen wurden mit Felskennwerten durchgeführt, die von den dort tätigen Gutachtern nach der von Hoek-Brown vorgeschlagenen Methode ermittelt wurden. Dabei ergaben sich mit Vorspannankern gesicherte Bohrpfehlwände als Baugrubenverbau (Bild 29, links).

Mit dem AJRM Modell und den o. g. Kennwerten führten von WBI durchgeführte FE-Berechnungen zu dem wesentlich leichteren Verbau aus Spritzbeton und Felsnägeln, wie er auf der rechten Seite in Bild 29 zu sehen ist. Ausgeführt wurde eine Kombination aus beiden Verbauarten, weil die Bohrpfähle und die oberste Ankerlage bereits ausgeführt worden waren, als WBI mit der Optimierung des Entwurfs beauftragt wurde.

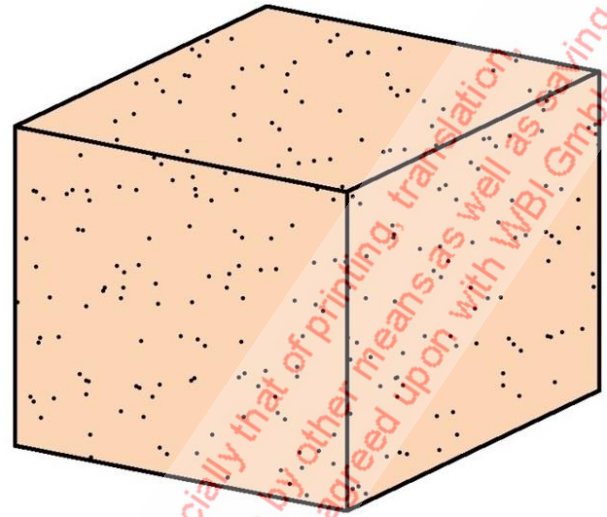
Bild 30 zeigt schließlich den Bau der 4 Stollen für die Ventilationsanlage der Green Line und der Red Line. Diese liegen ebenfalls in den o. g. Schichten unter einer Hauptverkehrsstraße und sollten zunächst in offener Bauweise erstellt werden. Mit dem beschriebenen Modell und entsprechenden Berechnungen gelang es, die Standsicherheitsnachweise für den dargestellten Entwurf zu führen. Wie man am Bild 30 sieht, war auch die Bauausführung erfolgreich (Wenkenbach & Wittke & Wittke & Wittke-Schmitt & Küpper 2018).



$$E = 300 - 500 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{1\text{-ax, Fels}} = 5 \text{ MN/m}^2$$

Midra Shale



$$E = 1000 - 2000 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{1\text{-ax, Fels}} = 2 - 4 \text{ MN/m}^2$$

Simsina Limestone

Bild 28: Simsina limestone und Midra Shale, Felsmechanisches Modell und Kennwerte

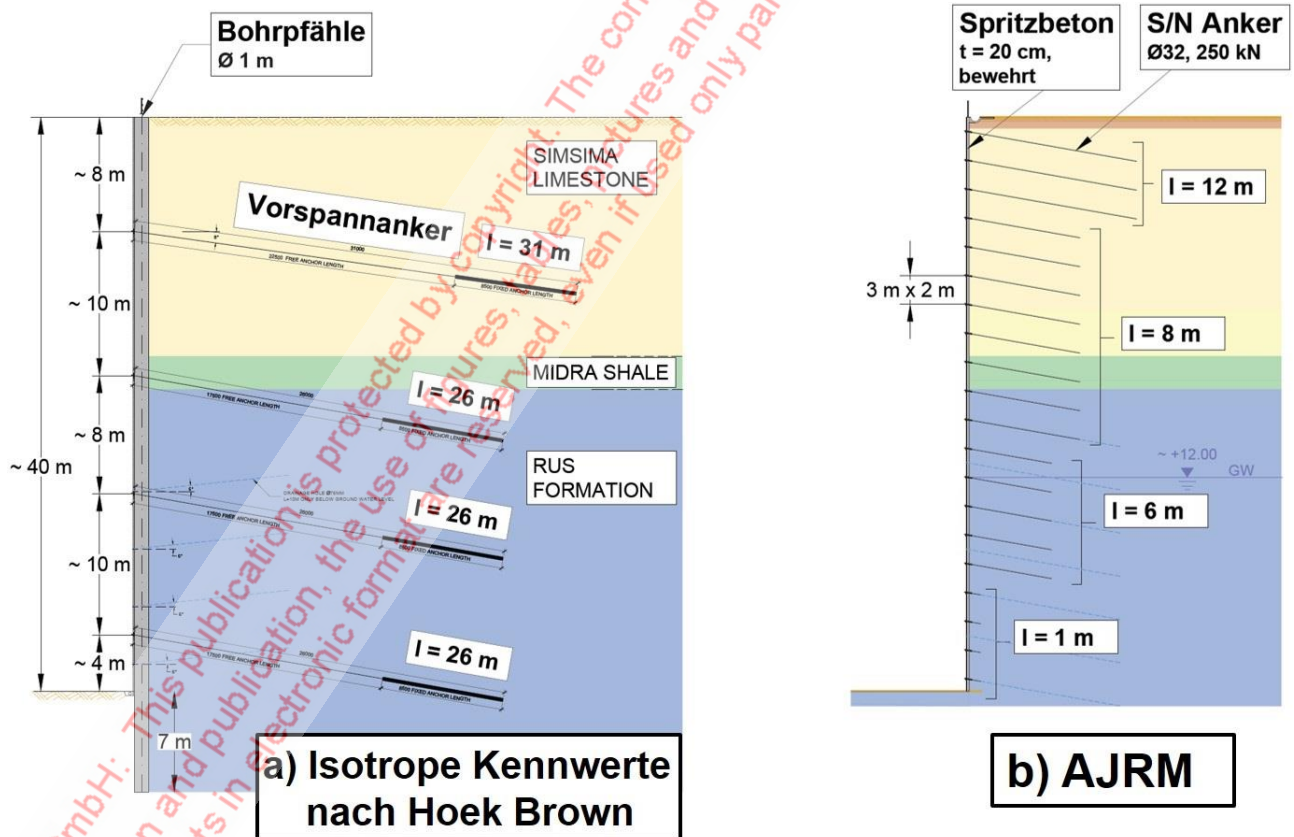


Bild 29: Emergency Shaft 6, U-Bahn Qatar



Bild 30: Vent City

5. Schlussfolgerungen

Im vorstehenden Beitrag wurden das "Anisotropic Jointed Rock Mass Model" (AJRM), die Bestimmung der dafür erforderlichen Kennwerte und das darauf aufbauende Berechnungsverfahren erläutert. Anwendungsbeispiele zeigen seine Leistungsfähigkeit.

Die Autoren arbeiten bereits seit vielen Jahren mit diesem Ansatz und sind dabei zu sicheren und wirtschaftlichen Lösungen gekommen.

Es ist an der Zeit, dass sich diese Vorgehensweise auf breiter Front durchsetzt.

Literatur

Breidenstein, M.: Boßlertunnel der NBS Wendlingen-Ulm, Durchfahrt der Tunnelvortriebsmaschine durch einen in Spritzbetonbauweise aufgefahrenen Tunnelabschnitt. Vortrag anlässlich des 2. Felsmechanik-Tags im WBI-Center am 13.04.2016. WBI-PRINT 19, Weinheim, 2016.

Deutsche Bundesbahn, Bundesbahndirektion Stuttgart: Der Tunnel - Verbindungsbahn der S-Bahn Stuttgart, Dokumentation ihrer Entstehung. W. Kohlhammer Druckerei GmbH & Co., Stuttgart, 1985.

Griguta, M.; Al Ansari, J.; Demmler, M.: Doha Metro Qatar, Bau der Phase I. Vortrag anlässlich des 4. Felsmechanik- und Tunnelbau-Tags im WBI-Center am 07.06.2018. WBI-PRINT 21, Weinheim, 2018.

<https://mobil.hessen.de/a44> mobil.hessen.de: A 44 Kassel - Herleshausen (abgerufen am 22.10.2019, 13.22 Uhr).

Rehbein, R.: Der Tunnel Hirschhagen im Zuge des Neubaus der A 44. BAST Tunnelbausymposium, Tagungsband, 2015.

Schmitt, D.; Wittke-Gattermann, P.: Erkundungsbauwerk im Bereich des Zwischenangriffs Umpfental; Auswertung und Interpretation. Vortrag anlässlich des Felsmechanik-Tags im WBI-Center am 16.04.2015. WBI-PRINT 18, Weinheim, 2015.

Tegelkamp, M.; Wittke-Gattermann, P.; Züchner, F.: S-Bahn-Stuttgart - Tunnelvortrieb im wasserführenden Gebirge unter dem Stuttgarter Flughafen ohne Grundwasserabsenkung. Taschenbuch für den Tunnelbau, Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2001.

WBI GmbH. ABS/NBS Stuttgart - Augsburg, Bereich Wendlingen - Ulm, PFA 2.2, Alaufstieg, Boßlertunnel, Tunnelbautechnisches Gutachten, Aachen, Oktober 2010.

Wenkenbach, H.; Wittke, W.; Wittke, M.; Wittke-Schmitt, B.; Küpper, H.-J.: Green Line Katar: Konventionelle Tunnelvortriebe, Planung und Ausführung auf der Grundlage der AJRM-Methode. Veröffentlichung in der Zeitschrift "Tunnel", Jahrgang 37, 05/2018, S. 16 bis 26, Bauverlag BV GmbH, Gütersloh.

Wittke, W.: Felsmechanik - Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo, 1984.

Wittke, W.: Untertagekraftwerk und 220 m hohe Gewölbemauer für das Projekt Karun III, Iran. Vortrag auf dem Kolloquium "Verkehrswasserbau der Gegenwart" der Hafentechnischen Gesellschaft e. V. (HTG) zu Ehren von Herrn Ministerialrat a. D. Prof. Dr.-Ing. Hager aus Anlass seines 80. Geburtstages, 23.04.2001.

Wittke, W.: Rock Mechanics based on an Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM), Verlag Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin, 2014. ISBN-Nr.: 978-3-433-03079-0.

Wittke, W.; Tabesh, V.; Ghazvinian, A.: Wasserkraftanlage Karun III, Iran. Vortrag anlässlich der Baugrundtagung in Mainz, September 2002.

Wittke-Schmitt, B.; Küpper, H.-J.; Wenkenbach, H.: Green Line in Qatar, bergmännische Unterfahrung einer 8spurigen Straße in Doha. Vortrag anlässlich des 3. Felsmechanik- und Tunnelbau-Tags im WBI-Center am 11.05.2017. WBI-PRINT 20, Weinheim, 2017.