



VERÖFFENTLICHUNGEN
des Instituts für Geotechnik
der Technischen Universität Bergakademie Freiberg

Herausgeber: H. Konietzky

Heft 2022-2

51. Geomechanik-Kolloquium

Freiberg • 18. November 2022

Freiberg 2022

Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. habil. Heinz Konietzky

Anschrift: TU Bergakademie Freiberg
Institut für Geotechnik
Gustav-Zeuner-Straße 1
09596 Freiberg
Telefon: 03731 39-2458
Fax: 03731 39-3638
E-Mail: gmk@ifgt.tu-freiberg.de
Internet: <https://tu-freiberg.de/geotechnik>

Herstellung: Medienzentrum TU Bergakademie Freiberg
Printed in Germany

Ohne ausdrückliche Genehmigung der Hausausgeber ist es nicht gestattet, das Werk oder Teile daraus nachzudrucken oder auf fotomechanischem oder elektronischem Wege zu vervielfältigen.

Für den Inhalt ist der Autor allein verantwortlich.

© Institut für Geotechnik - TU Bergakademie Freiberg - 2022

ISSN 1611-1605



History of JRMGE

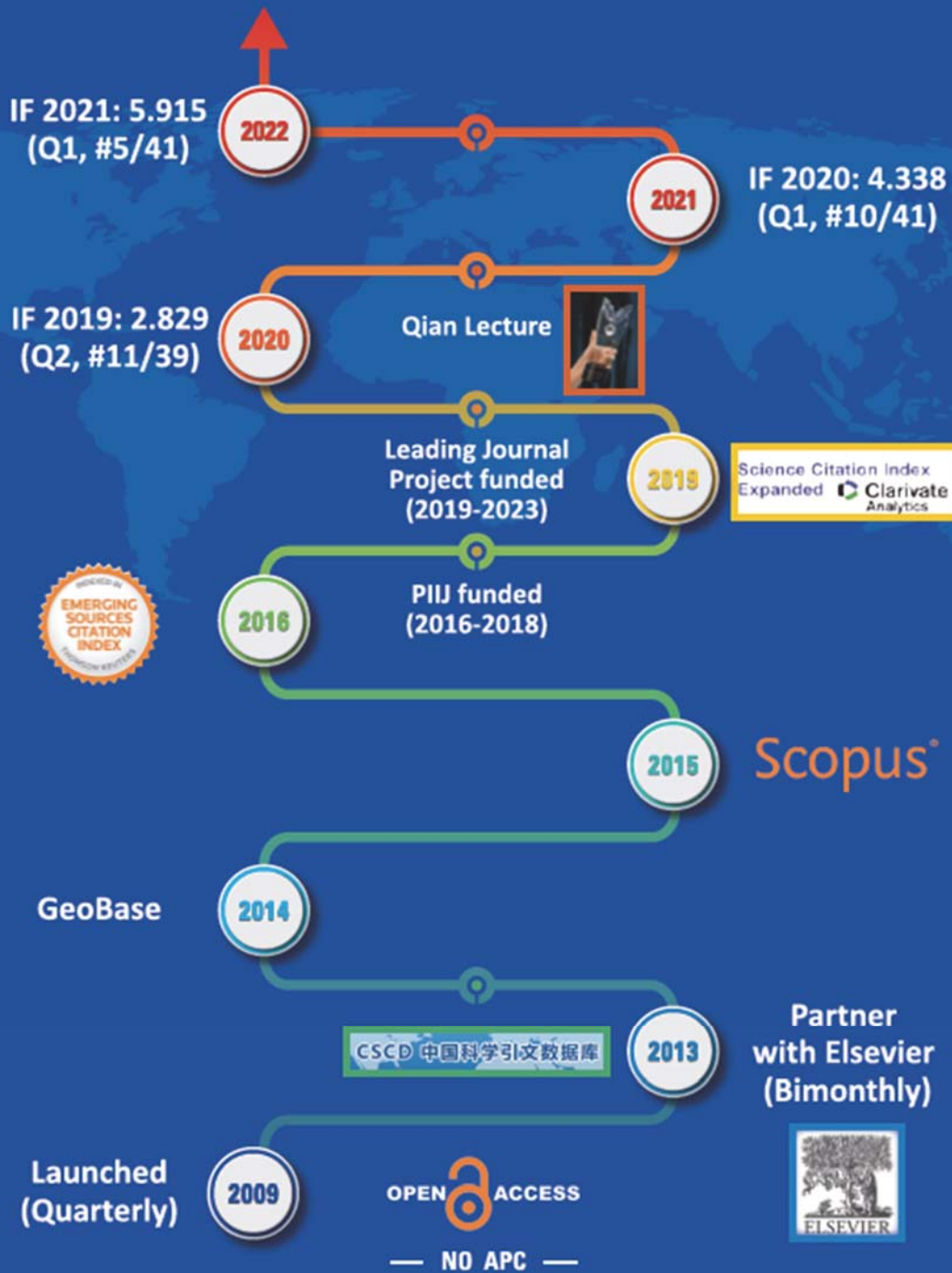


Table of content

AREHS: Auswirkung sich ändernder Randbedingungen auf die Entwicklung hydrogeologischer Systeme – Numerische THM-Langzeitmodellierungen des Kristallins mithilfe eines kombinierten DFN-DEM-Ansatzes <i>Friederike Tiedtke, Heinz Konietzky (TU Bergakademie Freiberg)</i>	1
Hydromechanical modeling from a DFN based approach implemented in DFN.lab <i>Roman Le Goc (Itasca Consultants SAS, Lyon), Philippe Davy (CNRS, Paris), Caronline Darcel (Itasca Consultants SAS, Lyon), Etienne Lavoine (Itasca Consultants SAS, Lyon)</i>	19
Gebirgsmechanische Modellierung im Kali- und Steinsalzbergbau - Aktueller Stand und Entwicklungen <i>Markus Knauth (IFG, Leipzig)</i>	31
Non-explosive demolition agents: a new approach for rock-mass pre-conditioning <i>Vidanage Radhika De Silva (TU Bergakademie Freiberg / Umwelt- und Ingenieurtechnik GmbH Dresden)</i>	41
Erneuerung Tunnel Gräveneck und Villmar – von der Erkundungsmaßnahme bis zum BIM-Fachmodell Baugrund <i>Daniel Belz, Kevin Schwabe, Frank Züchner (Dr. Spang GmbH)</i>	55
Heating and cooling effects on cracking behaviour of granite under real-time high temperature <i>Fei Wang, Rui Pang, Yanlin Zou (Key Laboratory of Ministry of Education on Safe Mining of Deep Metal Mines, Northeastern University, Shenyang, China)</i> ...	75
Laminar and turbulent flow in rough-walled rock fracture <i>Maxim Finenko, Heinz Konietzky (TU Bergakademie Freiberg)</i>	93
Modelling the anisotropic response of an orthotropic rock <i>Eleni Gerolymatou (TU Clausthal, Julia Leuthold (Nagra, Wettingen)</i>	105
Fluidic functional verification for closing structures in drifts <i>Thomas Wilsnack, Uwe Glaubach (IBeWa-Ingenieurpartnerschaft), Julius Bauermeister, Oliver Langefeld (TU Clausthal-Zellerfeld), Nina Müller-Hoeppe (BGE TECHNOLOGY GmbH)</i>	115

Diskrete vs. verschmierte Modellierung von Felswänden oder wo sind die
Anwendungsgrenzen des HB Kriteriums
*Alexander Preh, (TU Wien) Mariella Illeditsch (pi geotechnik ZT GmbH),
Johann Thomas Sausgruber (Federal Ministry Republic of Austria) 129*

Planning and execution of a large geomechanical exploration program:
lessons learned for coring, conditioning, and laboratory characterization of a
water-sensitive shale
*Silvio Giger (Nagra, Wettingen), Michael Gysi (Nagra, Wettingen), Eleonora Crisci
(Numerical Engineering Solutions, Lausanne), Lyesse Laloui (Swiss Federal Institute of
Technology EPFL, Lausanne), Alessio Ferrari (Swiss Federal Institute of Technology
EPFL, Lausanne & Università degli Studi di Palermo, Palermo), Russell T. Ewy
(Consultant, San Ramon, CA, USA), Alberto Minardi (Geotechnical Engineering,
Torino)..... 145*

Damage evolution of building sandstone exposed to fire – large scale lab
testing and numerical simulations
*Thomas Frühwirt, Jörn Wichert, Heinz Konietzky, Fei Wang (TU
Bergakademie Freiberg) 157*

AREHS: Effects of changing boundary conditions on the development of hydrological systems: Numerical long-term THM-simulations of crystalline rock using a combined DFN-DEM approach

AREHS: Auswirkung sich ändernder Randbedingungen auf die Entwicklung hydrogeologischer Systeme – Numerische THM-Langzeitmodellierungen des Kristallins mithilfe eines kombinierten DFN-DEM-Ansatzes

Friederike Tiedtke, Heinz Konietzky

Geotechnical Institut, TU Bergakademie Freiberg
Gustav-Zeuner-Str. 1, 09599 Freiberg, Germany

Abstract

The safety assessment of nuclear waste repositories is a critical task. The harmful impacts of nuclear waste can last for a long time. Therefore, a long-term and safe closure of the repository is necessary. In this study, crystalline rock is considered as a potential host rock. The key feature of the hydrogeological system in a crystalline rock mass is the fracture network. A THM workflow has been developed that combines the DEM-Software "3DEC" and the DFN-Software "DFN.Lab" to assess impacts on a large time scale. The investigated impacts include the response of the rock mass due to the heating of a generic repository, the development of permafrost, and the advance of an ice shield. Thermal expansion and contraction of the rock matrix is a driving force for the development of the transmissivity field. Shearing along discontinuities caused by thermomechanical processes and mechanical loads can further enhance transmissivity. Preferential flow pathways may develop along large-scale faults during cold climate conditions.

Zusammenfassung

Im Rahmen der Sicherheitsbetrachtungen für ein radioaktives Endlager muss ein langer Zeitraum betrachtet werden. Während dieses Zeitraums können verschiedene innere und äußere Einwirkungen das hydrogeologische System verändern. In dieser Studie werden die Wärmeentwicklung durch ein generisches Endlager, der Übergang in Permafrostbedingungen und ein Gletschervorschub simuliert. Zur Modellierung des Kristallins ist ein THM-Workflow entwickelt worden, der die DEM-Software „3DEC“ zur thermomechanischen und die DFN-Software „DFN.Lab“ zur hydraulischen Berechnung miteinander koppelt. Die Technik ist gewählt worden, um die THM-Prozesse des Kristallins inklusive des relevanten Kluftinventars auf einer Zeitskala von Hunderttausend Jahren abbilden zu können. Die Simulation zeigt, dass das thermomechanische Verhalten der Gesteinsmatrix (Expansion und Kontraktion) eine treibende Kraft in der Entwicklung des hydrogeologischen Systems darstellt. Scherprozesse, bedingt durch das thermomechanische Verhalten oder durch zusätzliche mechanische Auflasten, können weiterhin die Transmissivität lokal erhöhen. Während dem Übergang in die Kaltzeit entwickeln sich deutlich bevorzugte Fließwege innerhalb der Störungen.

1 Introduction

1.1 Scope and goals

The safety assessment of nuclear waste repositories needs to take processes and process couplings acting on large timescales into account. The focus of this study lies on the long-term behavior of a fractured rock mass and the alteration of the hydrogeological system under consideration of changing global climate conditions.

The scope of this study is to consider initial and boundary conditions, which represent internal impacts like in-situ stress field and repository heating, as well as external impacts like permafrost development and ice-shield advance. A workflow, that can display THM-processes on a timescale of (several) hundred-thousand years is developed. The numerical model integrates a Discrete Fracture Network (DFN) as the key feature of the hydrogeological system.

The objective of this study is to investigate the influence of the different boundary conditions and their associated physical processes. The focus lies on identifying critical parameters and analyzing the development of fluid pathways within the fracture network.

1.2 Modelling concept / THM-coupling

The physical processes and their interactions in the geosphere are very complex. For the numerical model, process couplings are selected by their relevance in a crystalline rock mass. The implemented THM-coupling is shown in Fig. 1. To describe the crystalline rock mass a combined DFN-DEM approach has been developed.

The thermomechanical calculations are carried out using the DEM-Software 3DEC (Itasca, 2022). Here, the coupling of thermal and mechanical processes is mainly dependent on the linear expansion coefficient of the rock matrix. Changes in the temperature field induce (isotropic) thermal strains (Eq.1). Additional heat that occurs as a result of deformation or friction is neglected since the influence is assumed to be very small (Hoekmark et al., 2006).

$$\Delta\epsilon = \alpha \Delta T \quad \text{Eq. (1)}$$

ϵ ... Strain [-]
 α ... Thermal Expansion Coefficient [1/K]
 T ... Temperature [K]

Under the assumption that the matrix flow in crystalline rock is negligible, only fluid flow in the (hydraulic active) fracture network is considered. The calculation of the hydraulic heads in the fracture network is performed with the DFN-Software DFN.Lab (Fractory, 2021). The fracture flow is represented as flow between two parallel plates. Under the assumption of an incompressible fluid, flow calculation is simplified to (Eq.2):

$$Q = T \nabla h \quad \text{Eq. (2)}$$

Q ... Darcy Flow [m³/s]
 T ... Transmissivity [m²/s]
 h ... Hydraulic Head [m]

The fluid pressure p [Pa] can be derived from the hydraulic head h [m], the fluid density ρ_f [kg/m³], gravity g [m/s²] and the elevation z [m]:

$$h = z + \frac{p}{\rho_f g} \quad \text{Eq. (3)}$$

The fluid pressure is used for the hydromechanical coupling. Fluid pressure in fractures influences the mechanical behavior of the fracture. If the fluid pressure exceeds the surrounding rock stresses and the tensile or shear strength an opening of the fracture is observed. Furthermore, fluid pressure counteracts stress-induced fracture closing. The influence of the fluid pressure is incorporated into the numerical model by using the principle of effective stresses (H → M):

$$\sigma'_n = \sigma_n + p \quad \text{Eq. (4)}$$

$\sigma'_n \dots$	Effective Normal Stress [Pa]
$\sigma_n \dots$	Normal Stress (in rock matrix) [Pa]
$p \dots$	Fluid Pressure (in fracture) [Pa]

The effect of deformation on the fracture transmissivity displays the M→H coupling. The change in transmissivity corresponds to the fracture normal displacement according to the Cubic's Law (Eq. 5) (Witherspoon et al., 1980). It is assumed that between two timesteps (~several years), the fracture network shows a fully drained response. Growth of the fracture contour due to prevailing stresses can contribute to the network's connectivity. The fracture contour is updated at different time intervals. The updated contour is used for the hydraulic calculation. An effect of deformation on joint fluid pressure (undrained process) is not included. So, no fluid pressure is induced due to mechanical closing of the fractures¹. Therefore, the change of joint fluid pressure is solely dependent on the external boundary conditions.

$$T = \frac{u^3 \rho_f g}{12\nu} \quad \text{Eq. (5)}$$

$u \dots$	fracture aperture [m]
	$u = u_0 + \Delta u$
$\rho_f \dots$	fluid density [kg/m ³]
$g \dots$	gravity [m/s ²]
$\nu \dots$	fluid viscosity [Pa*s]

A simplified approach to represent the formation of an impermeable permafrost layer (T → H) is included in the numerical model by reducing the fracture transmissivity if the temperature is below 0°C. A pressure dependency of the ice-melting point is not considered. Effects of buoyancy and convection are neglected since their impact is small compared with the contributions from natural isothermal groundwater flow and conductive heat transport in the rock matrix (Hoekmark et al., 2006).

¹ This is a simplification of the processes in the hydrogeological system, which is justified by the large time-scale of the model. Especially during the heating phase of the repository an undrained reaction of the fractures could cause increased joint fluid pressures in the near field of the repository. The investigation of this effect is out of the scope of this study.

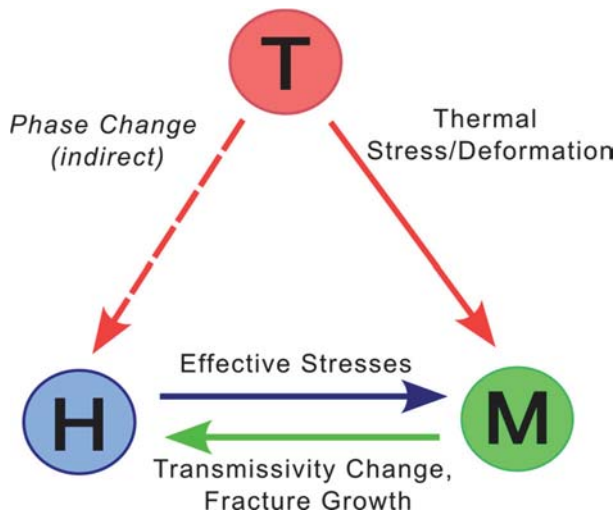


Fig. 1 Implemented THM-Couplings

T → M: Changes in the temperature field induce thermal strains and stresses.

T → H: A simplified approach to represent permafrost formation by reducing the fracture transmissivity if the temperature is below 0°C.

H → M: Principle of effective stresses.

M → H: Fracture normal displacements correspond to change in transmissivity

1.3 THM modelling workflow

The hydraulic and mechanical behavior of crystalline rock mass is largely defined by its joint network. The numerical code 3DEC is a suitable tool to simulate the response of discontinuous (e.g. jointed) media to external and internal impacts. 3DEC can explicitly represent the joint network as “boundary conditions” to the surrounding matrix blocks and includes multi-physical couplings (T-H-M). In this project, the main challenge is the considered time scale. The explicit algorithm in 3DEC currently does not allow a feasible, fully THM-coupled simulation of a time interval of hundred-thousand years. Therefore, a different modelling approach has been developed. In DFN.Lab, fractures are modelled as planar 2D geometries in a 3D space. The fluid flow within the fracture network is solved implicitly. As a result, the solving time of steady-state flow with DFN.Lab is significantly faster than with 3DEC. The goal of this workflow is to combine both software codes to benefit from each and to represent the impacts of a simplified glacial cycle in the best possible way.

The modelling workflow of the coupled DFN-DEM calculation is sketched in Fig. 2. The foundation of the modelling workflow is the generation and meshing of the 3DEC block model. The block model consists of tetrahedral zone elements representing the rock matrix and triangular elements on the contact plane representing fractures and potential failure planes.

The mechanical behavior of the contact plane is depicted by so-called “subcontacts”. The coupling of 3DEC and DFN.Lab is based on the exchange of subcontact information. If the strength of a subcontact is exceeded, the subcontact state is “broken”. This represents open fractures. If the strength is not exceeded the subcontact state is “intact” and the subcontact behaves analog to the rock matrix. In the flow calculation, only open fractures (→ broken subcontacts) are considered.

The workflow is built around a sequential THM-calculation scheme: The calculation cycle starts with thermal calculation in 3DEC. After that, the DFN.Lab Python Script is started via a Batch File. To build the hydraulic active DFN, the subcontact information is used:

(1) The planar geometry objects for the DFN are generated by searching the convex hull of each fracture based on broken subcontact positions (“contour-update”). **(2)** The

geometry objects are meshed. **(3)** Hydraulic properties are assigned: the transmissivity is derived from the subcontact normal displacements. For each fracture, the subcontact data is interpolated. Based on the interpolation, a transmissivity value is assigned to the triangle centers of the particular fracture mesh (“transmissivity-update”). **(4)** The boundary conditions are applied and the steady-state flow for the DFN is solved.

The calculated hydraulic heads are converted into fluid pressure. The pressure values for the subcontacts are imported into the 3DEC block model. Based on the temperature field and joint pressure, the mechanical calculation is carried out.

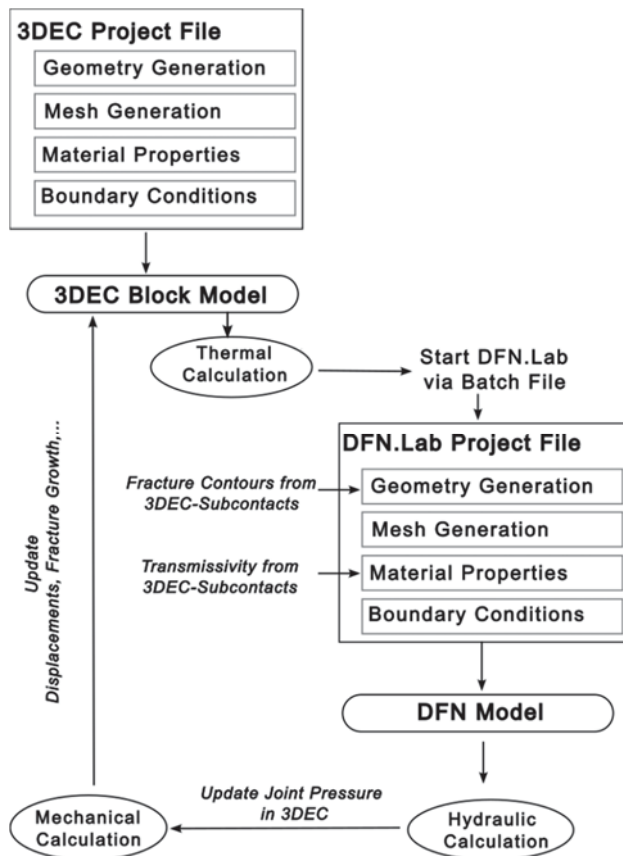


Fig. 2: 3DEC-DFN.Lab Workflow:

The workflow combines the software codes “**3DEC**” (thermo-mechanical calculation) and “**DFN.Lab**” (hydraulic calculation).

The workflow is built around a sequential THM-calculation scheme. Information regarding the THM-process couplings are exchanged between 3DEC and DFN.Lab.

1.4 Impacts of the repository and glacial cycle

Based on the catalog of relevant “Features, Events, and Processes” (FEPs) for the safety assessment by the NEA (Capouet et al., 2019) the boundary conditions are derived. The transition between interglacial and glacial climate conditions is divided into “episodes”. Each episode describes a distinct external process, that significantly influences the hydrogeological system.

Repository Heating Episode (I) – “T-impact”

In the first episode, the thermal impact due to the repository heating is considered. A heat source is implemented in the model at a depth of 500 m. The generic repository is located in an undisturbed model area of around 4 km² between fault zones. The exponential decreasing heat source function from Jobmann et al. (2017) is adopted.

Permafrost Episodes (II + III) – “T-impact”

After the heating episode, a linear decrease of the atmospheric temperature is modelled (ep. II). As soon as the permafrost temperature is reached, the atmospheric temperature stays constant (ep. III). The influence on the hydrogeological system due to the change in thermal conditions is analyzed.

Glacier Episode (IV) – “THM-impact”

Glacier dynamics is a complex field of research. The boundary conditions in these episodes aim to display the key processes during glaciation. The development of a glacier is associated with different impacts: The glacier is a mechanical load because of its weight. Different models describe the thermal regime at the glacier bed. In principle, it can be distinguished between “cold-based” and “warm-based”. The erosive capability of a warm-based glacier tends to be higher due to extensive basal meltwater. Dyke (1993) reports a trend, that the central area of an ice shield is often cold-based due to very low air temperatures and a downward directed cooling by the accumulation of snow and firn. In the outer areas of a glacier under permafrost, strain and frictional heating induced by ice-creep and basal sliding can cause a change to “warm-based” conditions and result in a temperature inversion at the glacier bed. According to Dyke (1993), the temperature inversion leads to melting of the underlying permafrost and infiltration of basal meltwater. In reality, the thermal regime of an ice sheet is spatially and temporally variable (Waller et al., 2012). In the numerical model, a purely “warm-based” glacier is considered. To simulate the thermal impact of a glacier, the temperature inversion is simplified by setting the glacier basal temperature to 0.5 °C. The infiltration of meltwater is modelled by defining hydraulic head boundary conditions that are dependent on the glacier height.

In episode IV, the time-dependent glacier advance/growth is simulated. The function for the glacier form is adopted from Bense and Person (2008). This function is used for the mechanical and hydraulic boundary conditions. An overview of the different episodes and their acting boundary conditions is shown in Fig. 3.

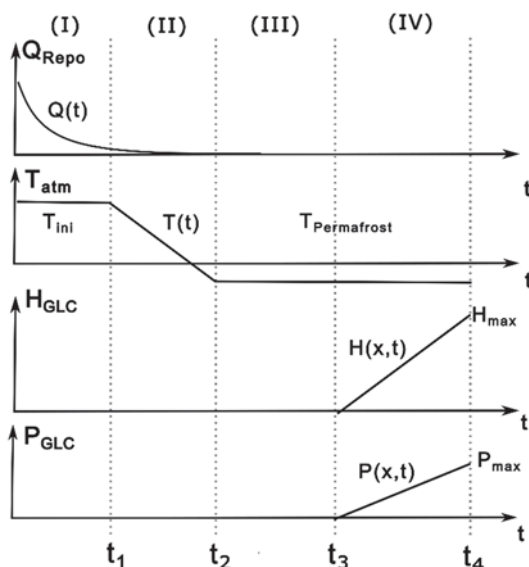


Fig. 3: Boundary conditions for the representation of the glaciation.

Ep. (I): The repository emits heat to the surrounding rock mass. A decreasing exponential function is used to display the heat source Q_{Repo} .

Ep. (II): The temperature at the model top decreases linearly with time.

Ep. (III): The minimum temperature at the model top is reached and stays constant in this episode.

Ep. (IV): The ice-shield advance starts. The ice-shield grows linearly in width and height according to the ice shape function.

2 Large scale numerical model

2.1 Model properties

A large-scale model is created to carry out the THM simulation of the glacial cycle. The model (10 km x 10 km x 3 km) displays a generic geological situation of crystalline rock. The outer model boundaries are aligned to the principal stress directions: The x-axis of the model is oriented N135°E (maximum horizontal stress).

Deterministic fault zones as well as a stochastic DFN are part of the model. Only the hydraulic active fractures are included. There are two orthogonal-directed sets of fault zones (JS1 and JS2, Tab.1), each with a spacing of 1 km. A single, oblique fault intersects the orthogonal fault network. The fault zone network is the main conduit for fluid flow. The stochastic DFN increases the connectivity and complexity of the flow pathways in the model. The DFN is implemented in the upper part of the model (Depth > - 1000 m). The fracture density decreases with depth. The DFN consists of fractures with a minimum fracture length² (= fracture diameter) of 300 m and a maximum fracture length of 1000 m. The orientations of the fractures in the DFN spread around the orientations of JS1 and JS2 and follow the Fisher-Distribution.

Tab. 1: Fault Zone/Joint Set Orientations.

	Strike [°]	Dip [°]
JS1	135	70
JS2	45	90
Single Fault	160	90

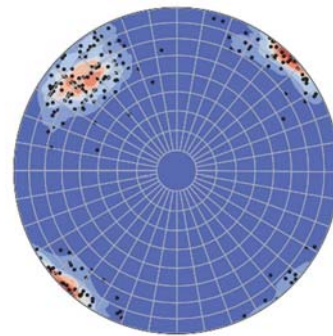


Fig. 4: Fracture Orientation

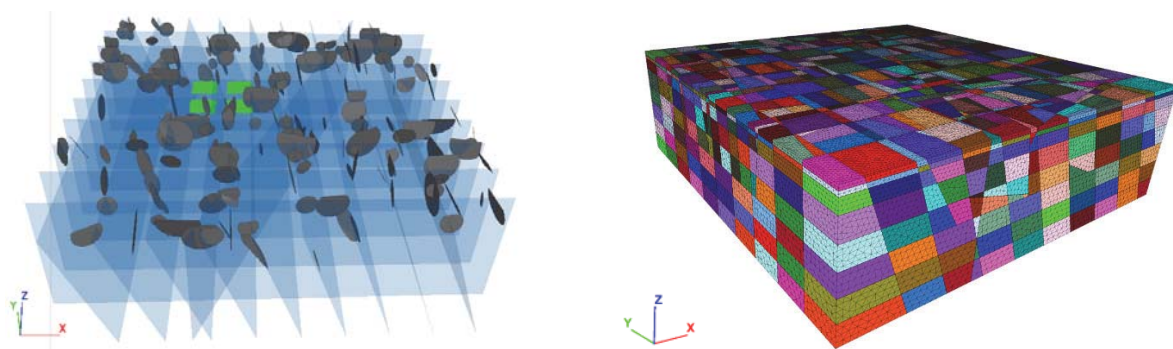


Fig. 5 Left: Fracture Network consisting of an orthogonal fault zone set (blue) and a stochastic DFN (gray). In total 210 fractures. The generic repository area is marked green. Right: 3DEC block model consisting of ~ 2 Mio. zones and ~700k sub-contacts

² The limiting factor for the minimum fracture length is the meshing capability/resolution in 3DEC. In reality, even smaller fracture length can influence the flow pathways in a fracture network (Follin et al., 2014). With regard of the aim to evaluate large-scale processes and tendencies, it can be justified to reduce the DFN complexity that would occur in-situ.

Material properties are derived from different parameter sets of crystalline rock reported in the literature (GRS, 2020, Hoekmark et al., 2006, Rachez, X. and Gentier, S., 2010) to display generic behavior. The rock matrix behaves as linearly elastic. The parameter set of the rock matrix is summarized in Tab. 2. For the faults and fractures, the Mohr-Coulomb model is chosen. To avoid bad block geometries in the 3DEC model, horizontal geometry planes are generated with linear elastic behavior identical to the rock matrix. The parameter sets for the different joint types are shown in Tab. 3.

Tab.2 Rock Properties:

Density	E	Poisson	Conductivity	Specific Heat Capacity	Thermal Expansion Coefficient
[kg/m ³]	[Pa]	[-]	[W/(m K)]	[J/(kg K)]	[1/K]
2700	50e9	0.25	2.5	1000	7.5e-6

Tab. 3 Joint Plane Properties

Property		Fault Zone	Fracture Plane	Geom. Plane
kn	[Pa/m]	60e9	600e9	1.2e9
ks	[Pa/m]	3e9	30e9	0.6e9
Friction Angle	[°]	30	46*	
Friction Angle (res.)	[°]	28	35	
Cohesion	[Pa]	0.2e6	19e6*	
Cohesion (res.)	[Pa]	0.1e6	0.4e6	
Tensile strength	[Pa]	0	1.5e6*	
Tensile strength (res.)	[Pa]	0	0	
Dilation angle	[°]	5	10	
Dilation threshold	[m]	10e-3	10e-3	

*represents intact rock

The initial transmissivity of the fault zones is 1e-5 m²/s. For the fractures in the stochastic DFN, a depth dependency of the transmissivity is embedded in a simplified form: based on the fracture center depth a transmissivity value is assigned to the fracture. The transmissivity of the DFN fractures ranges from 1e-8 m²/s to 1e-6 m²/s.

2.2 Initial and boundary conditions

The initial principal stresses act normal to the outer model boundaries. The initial stress field represents realistic conditions but does not include any site-specific stress data. The initial stresses in the numerical are defined as:

$$\sigma_{zz} = \rho_{rock} * g * z \quad \text{Eq. (6)}$$

$$\sigma_{xx} = k_H \rho_{rock} g z + 5.297 * 10^6 \quad \text{Eq. (7)}$$

$$\text{with } k_H \dots 1.6 \text{ [-]}$$

$$\sigma_{yy} = k_h \rho_{rock} g z + 2.648 * 10^6 \quad \text{Eq. (8)}$$

$$\text{with } k_h \dots 0.8 \text{ [-]}$$

On the horizontal model boundaries, displacement boundary conditions are chosen, so that the model cannot horizontally expand. The model bottom is fixed.

In the fault and fracture network, hydrostatic fluid pressure is initially assumed. The hydrostatic pressure is fixed on the y-model boundaries. On the x-boundaries and the bottom of the model “no-flow” – boundary conditions are defined.

$$P = \rho_{water} g z \quad \text{Eq. (9)}$$

The surface temperature is initially 8.5 °C. The geothermal gradient is 3 K/100 m. A geothermal flux of 70 mW/m² is applied at the model bottom.

3 Simulation results

3.1 Impact: repository heating (Episode I)

3.1.1 Temperature field

The temperature increase due to the heat source function is very strong at the beginning of the simulation. The initial heat flux is 3.19 W/m². The heat flux decreases exponentially. The repository temperature reaches its maximum of 61°C after around 500 years. At the end of Episode I (after 5000 years) the influence of the repository on the temperature field is still visible.

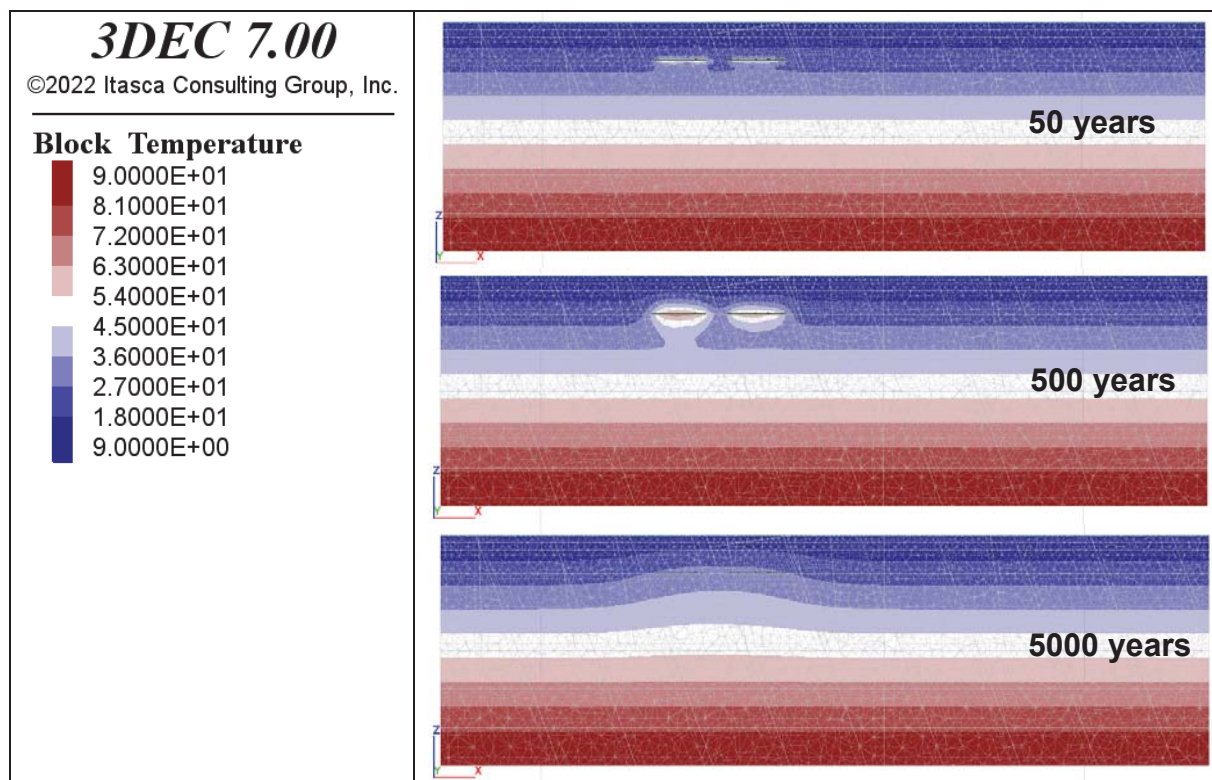


Fig. 6 Temperature field [°C] in the cross-section of the repository after 50, 500, and 5000 years of repository heating. Even after 5000 years, the initial temperature conditions are not yet reached.

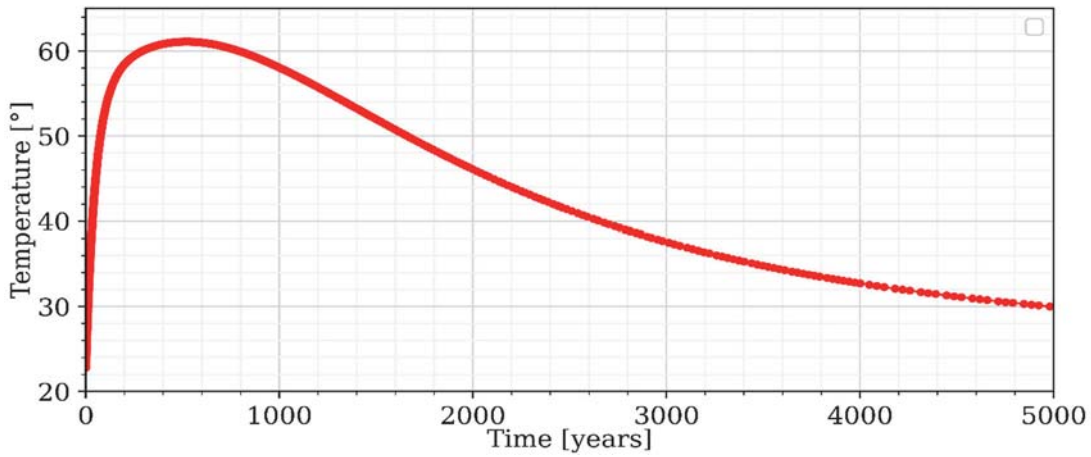


Fig. 7 Temperature development in the generic repository.

3.1.2 Block displacements

The increase in temperature causes a large-scale heave movement due to thermal expansion of the rock matrix. The maximum displacements are temporally delayed to the maximum repository temperature. The maximum displacements after 50, 500, and 5000 years are summarized in Tab. 4.

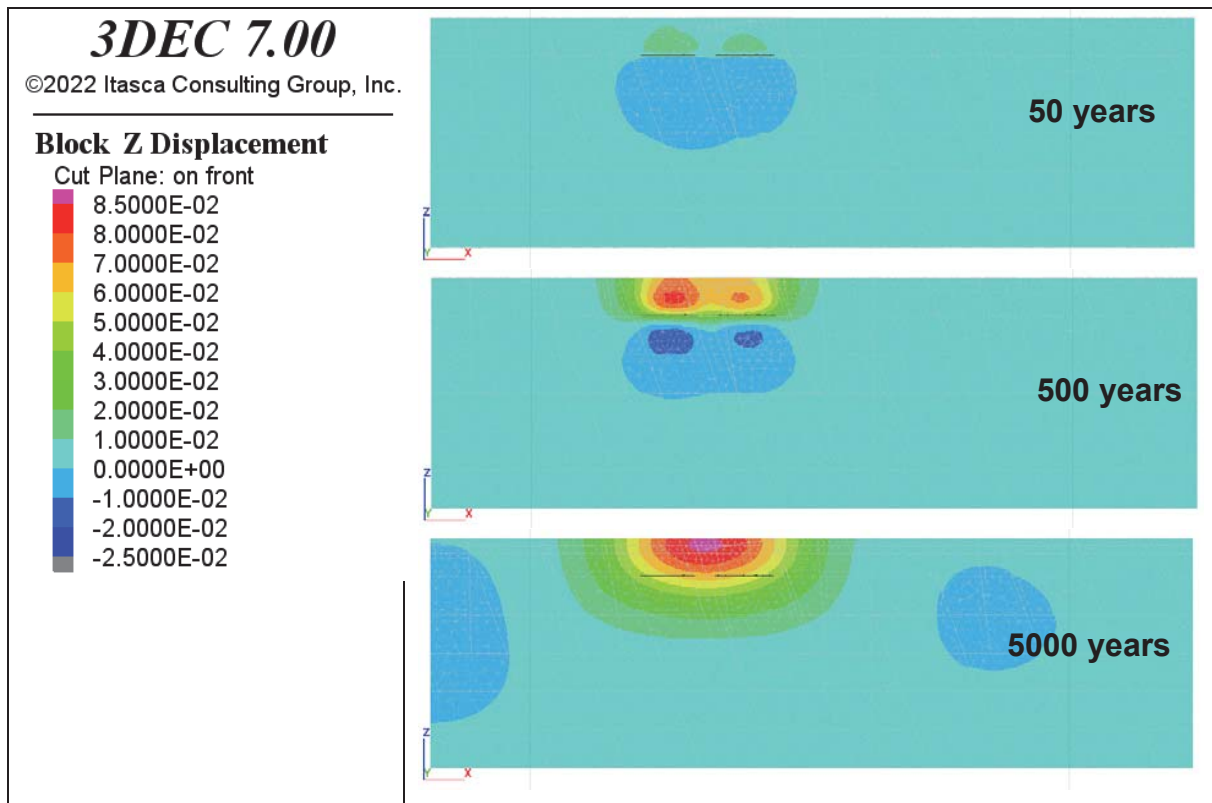


Fig. 8 Z-Displacement field [m] in the cross-section of the repository. After 50, 500, and 5000 years of the repository heating.

Tab. 4 Max. Block Displacements after 50, 500, 5000 years

	After 50 years	After 500 years	After 5000 years
Max. Z-Disp. (heave)	+1.39e-2 m	+8.27e-2 m	+9.68e-2 m
Max. Z-Disp. (subsidence)	-1.12e-2 m	-1.51e-2 m	-2.94e-3 m
Max. Disp. Magnitude	1.44e-2 m	8.43e-2 m	9.69e-2 m

3.1.3 Transmissivity field / joint behavior

The thermal expansion of the rock matrix causes a decrease in transmissivity of several orders of magnitude in the vicinity of the repository (Fig. 9). Here, the influence of the normal displacement exceeds the trend of fracture opening due to shearing.

With time, a shearing process as a result of the large-scale heave movement dominates locally the transmissivity field close to the model surface. The shear displacement results in a transmissivity increase due to dilation at the model surface. A fracturing process in the stochastic DFN above the generic repository is visible, which leads to a new connection between the two fault zones.

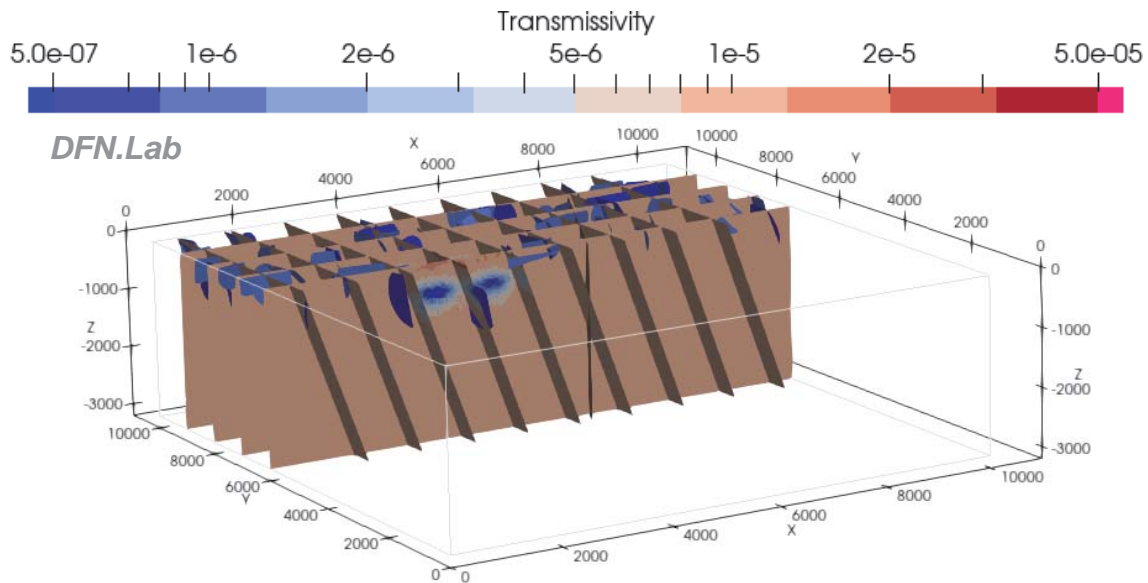


Fig. 9 Transmissivity field [m^2/s] after 500 years of heat emitting from the repository. In the vicinity of the repository, a significant transmissivity decrease is the result of thermal expansion.

3.2 Impact: permafrost formation (Episode II + III)

3.2.1 Temperature field

The permafrost episodes start with a linear decrease of atmospheric temperature for a time interval of 10.000 years until the minimum atmospheric temperature of $-1.5\text{ }^\circ\text{C}$ is reached. Then, the atmospheric temperature is constant for 20.000 years. In these episodes, a permafrost layer develops to a depth of around 50 m.

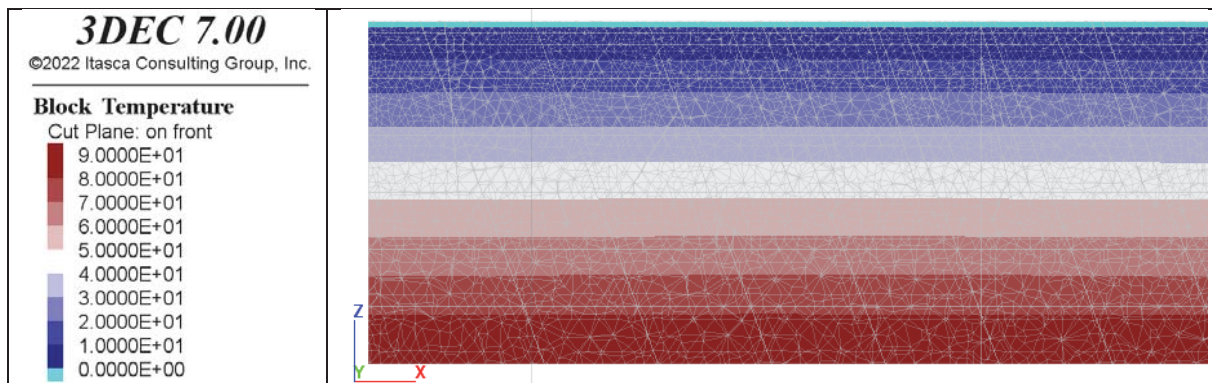


Fig. 10 Temperature field [$^\circ\text{C}$] after Episode III. The permafrost layer (temperature $< 0^\circ\text{C}$) reaches a depth of around 50 m.

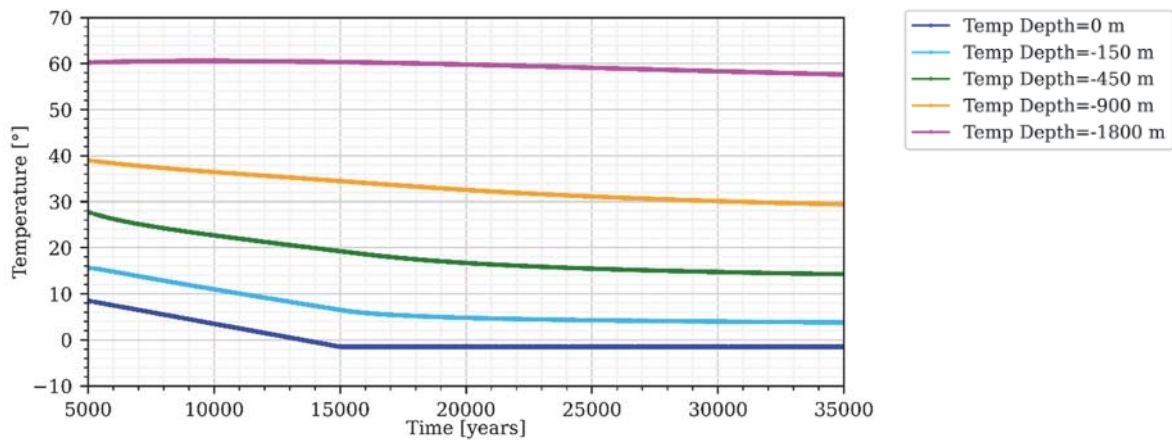


Fig. 11 Temperature development of different points on a vertical scanline through the generic repository.

3.2.2 Block displacements

The decrease of the temperature causes thermal contraction of the matrix material. Therefore, large-scale subsidence occurs. The subsidence grows continuously during Episodes II and III (Fig. 12). At the end of Episode II, the influence from the previous episode can still be recognized. At the end of Episode III, the influence of the repository heating wears off and the displacement field is solely dominated by the thermomechanical response to the permafrost temperature.

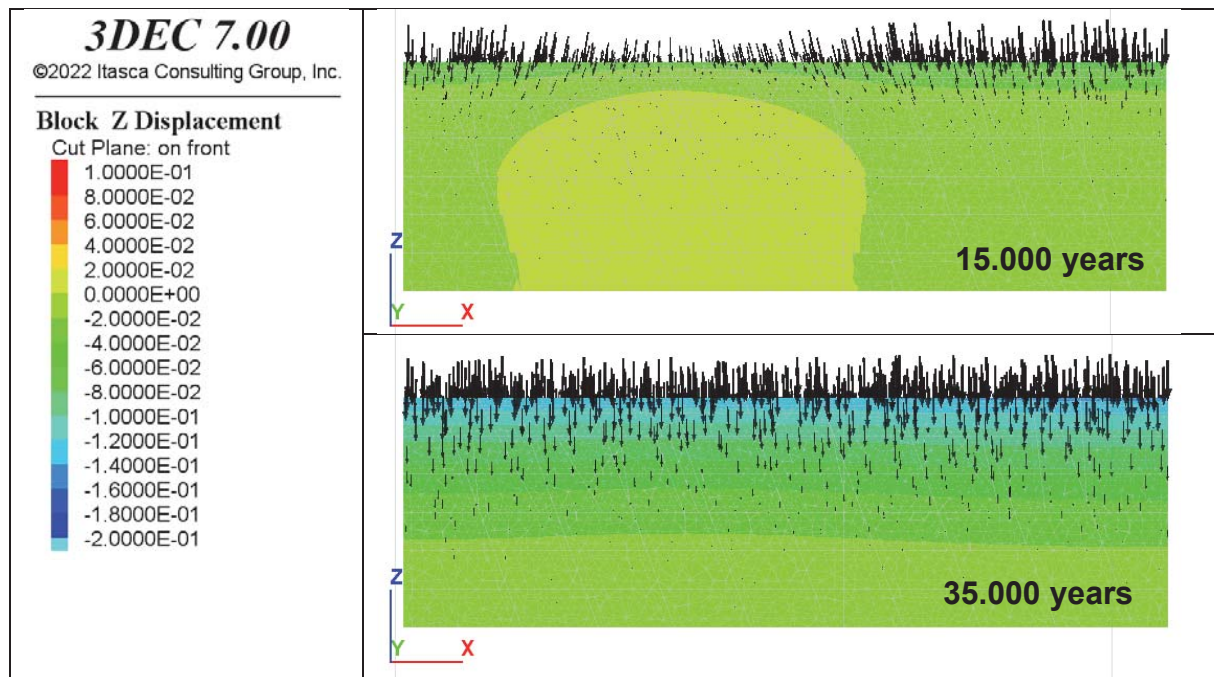


Fig. 12 Z-displacement field [m] in the cross-section of the generic repository after Episode II (\rightarrow 15.000 years) and Episode III (35.000 years).

3.2.3 Transmissivity field / joint behavior

The temperature reduction is accompanied by a reduction of horizontal compression. The stress reduction is most prominent at the model surface. There, the initial horizontal stresses are reduced by around 5 MPa (Fig. 13a). In Fig. 13b, a comparison of the ratio between horizontal stresses and vertical stresses at the beginning of the simulation and after Episode III is shown. Since the triaxial stress state is significantly altered

due to the permafrost development, an opening of faults normal to the minimum stress direction defines the transmissivity field in the upper 250 m of the model. Fracturing processes are also visible close to the surface, which leads to increased connectivity of the fracture network. Due to the (simplified) $T \rightarrow H$ coupling, the transmissivity is drastically reduced if the temperature is below 0°C . As a result of the THM-coupling, the thermomechanical processes favor the development of a highly hydraulic conductive area within the fault zones below an impermeable permafrost layer (Fig. 14).

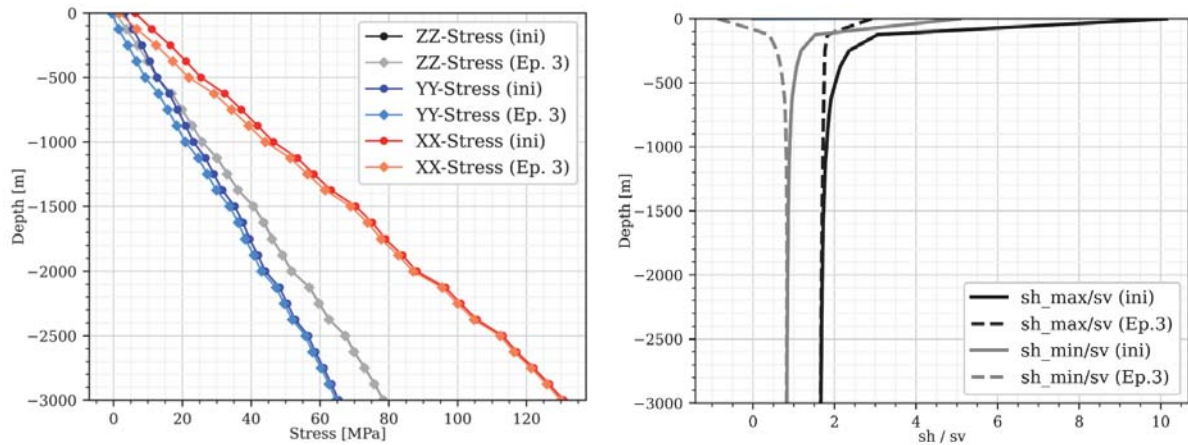


Fig. 13 a) Initial stress profiles and stress profiles after permafrost. ZZ-stress = vertical stress, XX-stress = maximum horizontal stress, YY-stress = minimum horizontal stress. b) Ratio between horizontal stresses and vertical stresses.

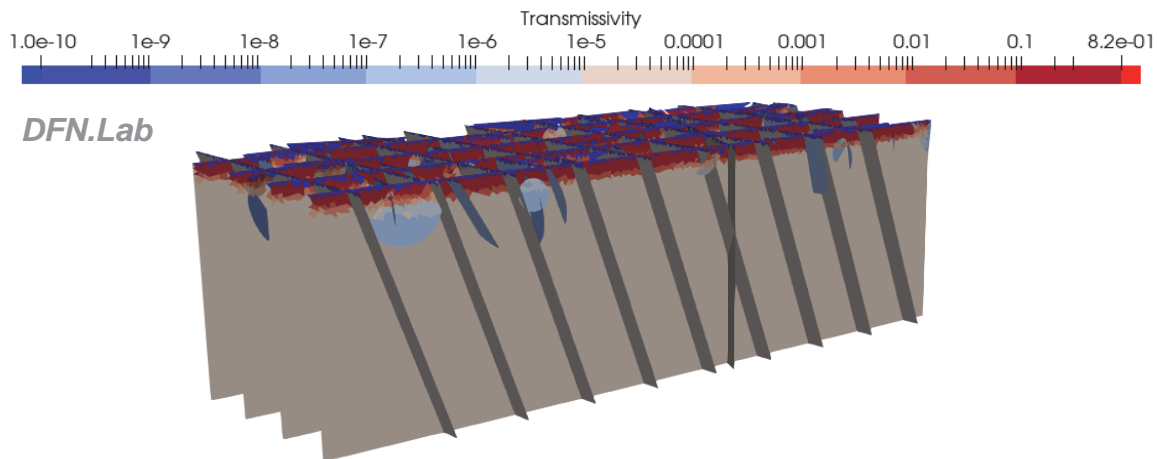


Fig. 14 Transmissivity field [m^2/s] after Episode III. Due to the $T \rightarrow H$ coupling, an impermeable layer represents the permafrost to a depth of around 50 m. Below the impermeable layer, the thermomechanical processes favor the development of a highly hydraulic conductive area within the fault zones normal to the minimum horizontal stress direction.

3.3 Impact: glacier advance

3.3.1 Temperature field

The temperature boundary condition beneath the ice-shield results in a thawing of the underlying permafrost layer. In front of the ice shield, the impermeable permafrost layer is still intact. Fig. 15 shows the temperature field with an exaggerated display of the ice-shield boundary condition at the model surface.

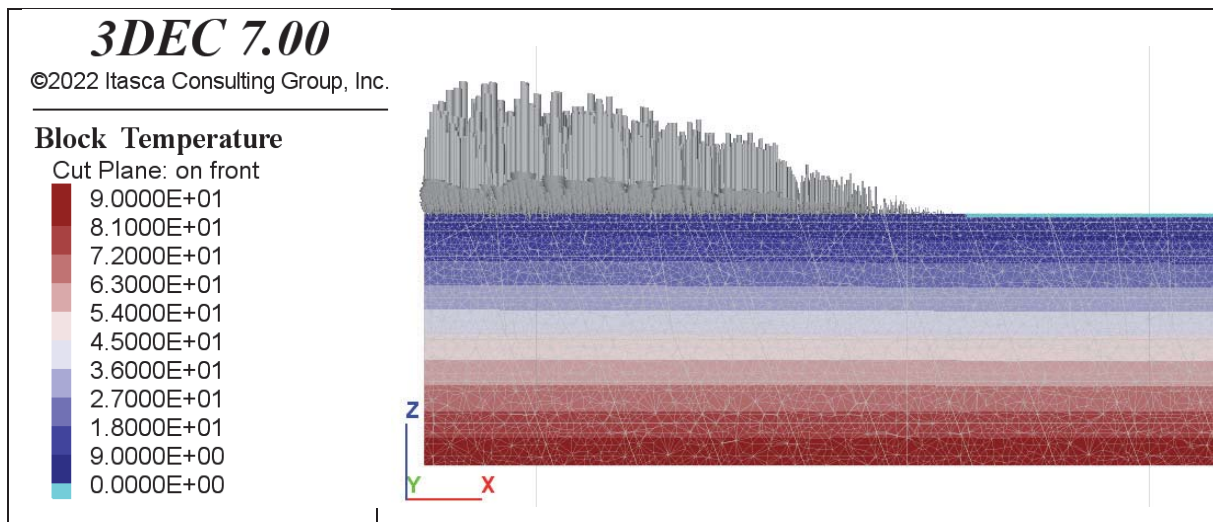


Fig. 15 Temperature [°C] field during the ice shield advance. The ice shield at the model surface is displayed via grey arrows.

3.3.2 Block displacements

The ice shield has a lateral extent of 6.5 km and a maximum height of 550 m. The ice shield is grown linearly over a time of 15.000 years. A strong depression of the rock mass because of the weight of the glacier is visible (Fig. 16). The maximum subsidence is 0.5 m at the end of the ice-shield advance.

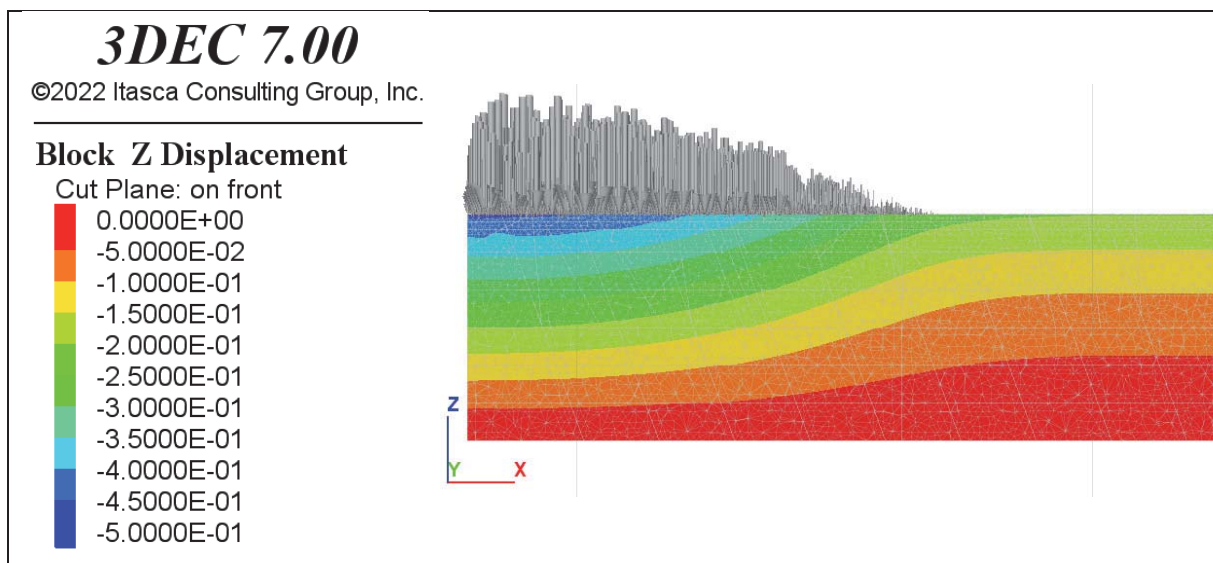


Fig. 16 Displacement field [m] during the ice shield advance. The ice shield on the model surface is displayed via grey arrows.

3.3.3 Transmissivity field / joint behavior

In addition to thermomechanical impacts, the ice shield increases the hydraulic heads beneath it. For each timestep during this Episode, the fluid pressures due to the ice shield have been calculated in DFN.Lab and imported into the 3DEC model. The imported fluid pressures at the end of the glacier advance are shown in Fig. 17. Due to the pressure gradients, fluid infiltrates underneath the ice shield. The high contrasts in transmissivity lead to a concentration of fluid flow in the highly conductive zone beneath the impermeable permafrost layer. The arrows in Fig. 17 mark the main flow directions.

The raised fluid pressures lead to further fault openings beneath the ice shield (Fig. 18) and shear displacements in faults normal to the direction of advance.

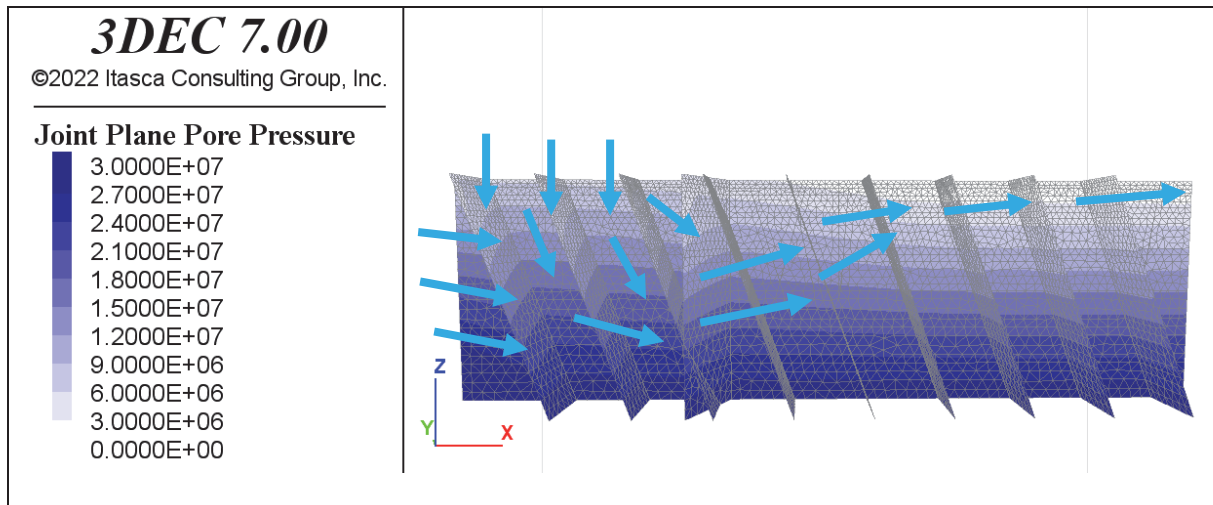


Fig. 17 Fluid pressure [Pa] in the faults/fractures. The pressure field has been imported from the hydraulic calculation in DFN.Lab. The main flow path is indicated schematically with the blue arrows.

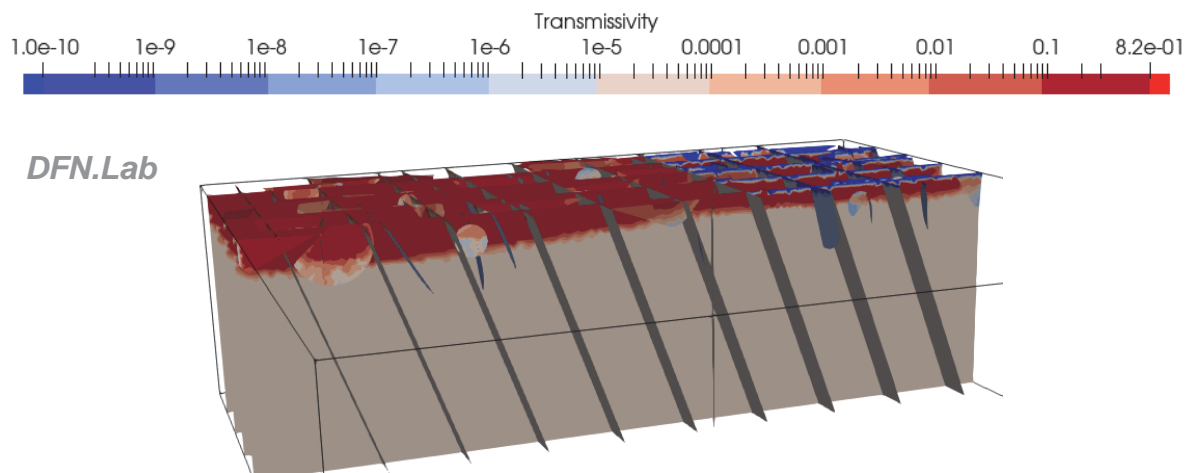


Fig. 18 Transmissivity field [m^2/s] at the end of the glacier advance.

4 Discussion

During the heating phase of the repository, two different processes control the development of the transmissivity field: Due to the thermal expansion of the rock matrix, faults/fractures are closing. Thermomechanical shearing causes an opening of the faults/fractures due to dilation effects. In this simulation, the influence of the normal displacement to decrease the transmissivity dominates during the heating phase in the vicinity of the repository. With time, shear-induced fracture opening exceeds the prior trend close to the surface. To display the long-term response of the hydrogeological system to the repository heating, a detailed characterization of the shear behavior of the faults and fractures is essential to characterize which process dominates the development of the transmissivity field.

The permafrost development has a strong influence on the stress field. The thermal contraction of the material can enhance the hydraulic conductivity below the impermeable permafrost and favor the development of preferential flow pathways and enhanced fracture network connectivity. The greatest influence of the permafrost conditions occurs relatively close to the surface. It reaches a depth of around 250 m. The quantitative impact of these episodes is strongly dependent on permafrost depth, the strength of rock discontinuities (joints, faults), and the corresponding stiffnesses.

The processes of an ice-shield advance are very complex. The model response due to the simplified boundary conditions shows large-scale displacements and an increase in transmissivity. The induced fluid flow is strongly influenced by the previous alterations of the system during permafrost. To analyze the effects of the ice shield more specifically, the ice shield advance should be considered in more detail.

5 Conclusion

In this study, a THM workflow has been applied to model the behavior of a generic crystalline rock formation over a time interval of 50.000 years. The workflow combines the DEM software 3DEC for thermomechanical calculations with the hydraulic calculation performed with the DFN-Software DFN.Lab.

For each episode, trends in the development of the hydrogeological system have been derived from a set of basic material properties for the crystalline rock. The use of advanced constitutive models and consideration of temperature- and time-dependent material properties can improve the simulations. The next step is to implement the ice-shield retreat and a second glacial cycle. The influence of not-implemented THM-couplings will be investigated.

Acknowledgements

This research is funded by the Federal Office for the Safety of Nuclear Waste Management under Grant No. 4719F10402 (AREHS project). Thanks to fruitful discussions and hints to improve the paper to Dr. Fabiano Magri (BASE) and Dr. Roman Le Goc (Fractory).

References

- Bense, V. F., & Person, M. A. (2008). Transient hydrodynamics within intercratonic sedimentary basins during glacial cycles. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 113(F4).
- Capouet, M., Carter, A., & Ciambrella, M. (2019). *International Features, Events and Processes (IFEP) List for the Deep Geological Disposal of Radioactive Waste. Version 3.0* (No. NEA-RWM-R--2019-1). Organisation for Economic Co-Operation and Development.
- Dyke, A. S. (1993). Landscapes of cold-centred Late Wisconsinan ice caps, Arctic Canada. *Progress in Physical Geography*, 17(2), 223-247.
- Follin, S., Hartley, L., Rhén, I., Jackson, P., Joyce, S., Roberts, D., & Swift, B. (2014). A methodology to constrain the parameters of a hydrogeological discrete fracture network model for sparsely fractured crystalline rock, exemplified by data from the proposed high-level nuclear waste repository site at Forsmark, Sweden. *Hydrogeology Journal*, 22(2), 313-331.

Fractory (2022). Fractory. DFN.Lab - A Software Platform for DFN Modelling. <https://fractorylab.org/>

Hoekmark, H., Faelth, B., & Wallroth, T. (2006). *THM couplings in rock. Overview of results of importance to the SR-Can safety assessment* (No. SKB-R--06-88). Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. .

Itasca (2022). 3DEC — 3DEC – 3-dimensional distinct element code, Version 7.0. <https://www.itascacq.com/software/3dec>

Jobmann, M., Burlaka, V., Herold, P., Simo, E. K., Maßmann, J., Meleshyn, A., ... & Ziefle, G. (2017). *Projekt ANSICHT Systemanalyse für die Endlagerstandortmodelle Methode und exemplarische Berechnungen zum Sicherheitsnachweis*. Technical report, 2017. doi: 10.15713/ins. mmj. 3.

GRS (2020). RESUS - Grundlagen zur Bewertung eines Endlagersystems in einer Kristallin-gesteinsformation mit Einschluss der Radionuklide durch technische und geotechnische Barrieren (GRS 577)

Rachez, X. and Gentier, S. (2010) '3D-hydromechanical Behavior of a Stimulated Fractured Rock Mass', World Geothermal Congress 2010, (April), p. 8. Available at: [3D-hydromechanical Behavior of a Stimulated Fractured Rock Mass - BRGM - Bureau de Recherches Géologiques et Minières \(archives-ouvertes.fr\)](#)

Waller, R. I., Murton, J. B., & Kristensen, L. (2012). Glacier–permafrost interactions: Processes, products and glaciological implications. *Sedimentary Geology*, 255, 1-28.

Witherspoon, P. A., Wang, J. S., Iwai, K., & Gale, J. E. (1980). Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture. *Water resources research*, 16(6), 1016-1024.

Hydromechanical modeling from a DFN-based approach implemented in DFN.lab

Hydromechanische Modellierung mit einem DFN-basierten Ansatz, implementiert in DFN.lab

**Roman Le Goc, Philippe Davy, Caroline Darcel,
Etienne Lavoine**

Fractory – Itasca Consultants / CNRS / Univ-Rennes
B15-027, 263 Av. Général Leclerc, 35042 Rennes, France

Abstract

Discrete fracture networks (DFNs) are a modeling framework for hydrogeological and geomechanical applications in fractured rocks. The rock mass is modeled as a network of discrete fractures embedded in a (generally) elastic impermeable matrix, where the fractures are statistical or deterministic surfaces, with the dual advantages of easily incorporating geologic observations and not assuming a homogeneous scale. Regarding mechanical properties, at the scale of the DFN, each fracture experiences specific stress conditions that depend on remote stress conditions, fracture orientation, and stress fluctuations induced by surrounding fractures. Numerical simulations show that these fluctuations cannot be neglected under the conditions studied, hence the need to develop numerical methods capable of both calculating stress fluctuations in DFN models with hundreds of thousands of fractures of any size, and DFN flow simulations to determine equivalent permeabilities at the network scale. Using numerical simulations performed with the DFN.lab software, we analyze the relationship between the DFN structure, the stress-transmissivity relationship, and the resulting permeability tensor. We also perform a sensitivity analysis to quantify this effect for a wide range of DFN models with varying hydraulic and mechanical (stiffness) parameters.

Zusammenfassung

Diskrete Frakturnetzwerke (DFNs) sind ein Modellierungsrahmen für hydrogeologische und geomechanische Anwendungen in frakturiertem Material. Die Gesteinsmasse wird als ein Netzwerk von diskreten Frakturen modelliert, die in eine (im Allgemeinen) elastische, wasserundurchlässige Matrix eingebettet sind, wobei es sich bei den Frakturen um statistische oder deterministische Strukturen handelt, die den doppelten Vorteil haben, dass sie geologische Beobachtungen leicht einbeziehen und nicht von einer homogenen Skala ausgehen. Was die mechanischen Eigenschaften betrifft, so unterliegt jeder Riss auf der Skala des DFN spezifischen Stressbedingungen, die von entfernten Stressbedingungen, der Frakturorientierung und den durch die umgebenden Frakturen induzierten Stressfluktuationen abhängen. Numerische Simulationen zeigen, dass diese Fluktuationen unter den untersuchten Bedingungen nicht vernachlässigt werden können. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, numerische Methoden zu entwickeln, die in der Lage sind, sowohl die Stressfluktuationen in DFN-Modellen mit Hunderttausenden von Frakturen von beliebiger Größe zu berechnen als auch DFN-Fließsimulationen zur Bestimmung der äquivalenten Permeabilitäten auf der Netzwerkskala durchzuführen. Anhand von numerischen Simulationen, die mit der Software DFN.lab durchgeführt werden, analysieren wir die Beziehung zwischen der

DFN-Struktur, der Beziehung zwischen Stress und Durchlässigkeit und dem resultierenden Durchlässigkeitstensor. Außerdem führen wir eine Sensitivitätsanalyse durch, um diesen Effekt für eine breite Palette von DFN-Modellen mit unterschiedlichen hydraulischen und mechanischen (Steifigkeits-)Parametern zu quantifizieren.

1 Method and objectives

1.1 Objectives

Evaluation of hydrogeologic properties of fractured rock masses is required for many applications, including reservoir development, aquifer management, geothermal energy, mining, and spent nuclear fuel disposal (Berkowitz 2002; Selroos et al. 2021). Determining flow properties, such as permeability or flow channeling, is also a prerequisite for further simulations of transport processes (Berkowitz 2002) or coupled hydro-mechanical processes (Lei et al. 2017).

Typically, the hydraulic conductivity of fractured rocks is related to the geometric properties of the fractures, fracture network organization, and fracture transmissivities (Cacas et al. 1990; Hyman et al. 2019; Maillot et al. 2016). However, the dependence of permeability with depth (Latham et al. 2013; Liu et al. 1999; Martin and Follin 2011), its sensitivity to injection pressure (Mejías et al. 2009), and earthquakes (Muir-Wood and King 1993) are all evidence that permeability is stress dependent. Since stresses vary both vertically (due to lithostatic pressure) and horizontally (due to tectonic stresses) in the Earth's crust, permeability is expected to be both depth-dependent and anisotropic with potential consequences for flow depending on the magnitude of permeability variation with stress (Lei et al. 2014).

This study aims to define a robust numerical framework for calculating equivalent hydraulic conductivity tensors over a fractured system using DFN models. It includes both the mechanical part of the problem by calculating the stress applied on the fracture planes and the hydrogeological part by deriving the transmissivities and calculating the hydraulic conductivities. The framework is then applied on a DFN and conditions consistent with observations from the Forsmark site in Sweden, where the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (SKB) aims to build a repository for high-level spent nuclear fuel.

1.2 DFN.lab numerical method

We developed a numerical framework within the DFN.lab software platform (Le Goc et al. 2019). The modeling process is based on (Fig. 1) 1- calculating the stresses acting on the fractures, 2- defining the fracture transmissivities as a function of the acting stress, and 3- calculating the equivalent hydraulic conductivities in different directions and estimating an equivalent permeability tensor when applicable.

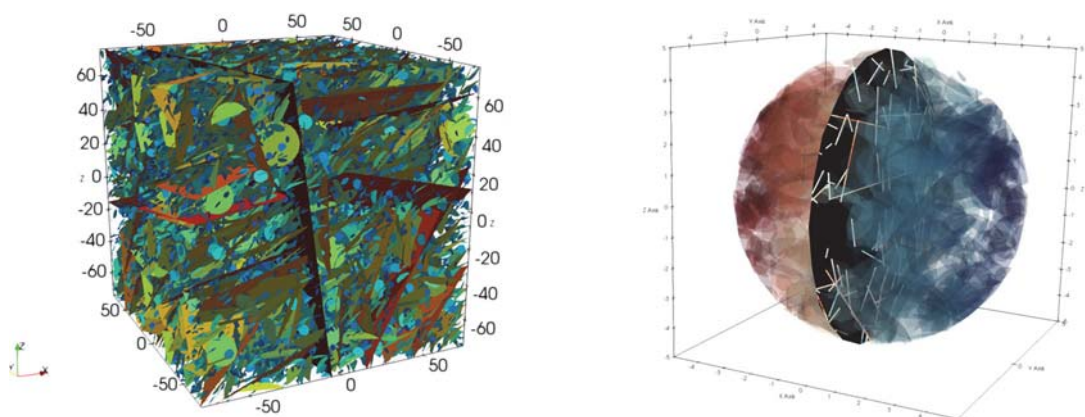


Fig. 1: (Left) studied DFN with fractures colored by size and (right) hydraulic heads computed in a specific direction computed with DFN.lab.

1.2.1 Normal stress on fractures

In a rock mass composed of multiple fractures, the force acting on a fracture i , \vec{f}_i , depends on the in-situ stress conditions $\bar{\sigma}_\infty$, the fracture orientation, and the influence of the surrounding fractures.

In general, fracture-induced stress fluctuations and the effects of fracture interactions are simply neglected (Follin and Stigsson 2013; Sweeney and Hyman 2020). We further refer to this approach as the remote method, since \vec{f}_i depends only on the remote stress conditions $\bar{\sigma}_\infty$ and the fracture normal \vec{n}_i :

$$\vec{f}_i^\infty = \vec{n}_i \cdot \bar{\sigma}_\infty \quad (1)$$

Another option is to solve for the coupled effects of stress, strain, and aperture variations in a fractured system. Numerical solutions, such as the 3DEC software (Itasca 2021) are capable of solving these dynamic processes in a multidimensional fracture matrix system and yield values of \vec{f}_i that account for the entire mechanical process, i.e., stress fluctuations and interactions between fractures. However, they are currently limited to relatively small and simple networks.

With the assumption that fractures are frictionless disks embedded in a linear elastic medium, Fabrikant (1989) derived analytical solutions to the stress in a fractured system with the advantage that the equations are non-singular and can be solved rapidly. Although the analytical solutions simplify the complexity of the mechanical process, they have been used to accurately predict the effective mechanical properties of fractured rock (Davy et al. 2018) and can be used to manage fractured systems with millions of fractures. We further refer to this approach as the “interaction” method, as \vec{f}_i depends on the stress conditions, the force applied on the neighboring fractures \vec{f}_j and the fracture-to-fracture interactions described by an interaction matrix Λ_{ji} :

$$\langle \vec{f}_i \rangle = \vec{f}_i^\infty + \Lambda_{ji} \cdot \langle \vec{f}_j \rangle. \quad (2)$$

Eq. (2) is a linear system that must be solved to obtain the values of \vec{f}_i for all fractures. Details on the method and expressions of Λ_{ji} are given in (Kachanov 1989, 1993).

1.2.2 Stress-transmissivity relationship

From field experiments, an exponential relationship between the normal stress σ_n and the hydraulic aperture e_h has been observed. For example, Liu et al. (2004) measured a decrease of e_h with increasing stress as:

$$e_h = e_{hr} + (e_{max} - e_{hr}) \cdot \exp(-\sigma_n/\sigma_c) \quad (3)$$

with e_{max} the maximum aperture. In addition, direct measurement of transmissivities on deformation zones in Forsmark (Follin and Stigsson 2013) also showed that Eq. (3) is consistent with observations.

1.2.3 Equivalent hydraulic conductivity tensors

A fractured media with distributed transmissivity values generally results in anisotropic hydraulic properties (Cacas et al. 1990). The anisotropy is induced by the fractures themselves (Oda 1985), the connectivity between them (de Dreuzy et al. 2001a), and the heterogeneity of transmissivities (de Dreuzy et al. 2001b). Therefore, the determination of equivalent hydraulic properties, for subsequent use in simulations of equivalent porous media, for example, is a challenging task. It first assumes that there exists a given size above which hydraulic properties are scale-invariant. The existence of such a Representative Elementary Volume (REV) is not certain and likely depends on the properties and connectivity of the fracture network (Neuman 1988).

We developed a method close to that of Pouya and Fouché (2009). They approximated three-dimensional permeability tensors by fitting an ellipsoid to permeability ellipses obtained from randomly chosen two-dimensional cut planes. Here, we compute the equivalent hydraulic conductivities in several 3D directions directly on the 3D DFN. If an ellipsoid can be fitted with the obtained values, an equivalent permeability tensor is defined.

2 Application and sensitivity analysis

2.1 Studied model

We apply the numerical framework to a DFN model based on the properties of the FFM01 fracture domain of Forsmark (Fox et al. 2007). Fracture sizes obey a two-power-law distribution (as revised in Darcel et al. (2009)), orientations are defined by five sets described by Fisher distributions, and densities are derived from borehole logs (Fig. 2). The DFN is generated using the “Universal Fracture Model” (UFM) framework defined in (Davy et al. 2013; Davy et al. 2010). The UFM framework is a genetic model that mimics the fracture generation process and produces DFNs that are close to natural fracture systems in terms of size distribution and fracture intersections.

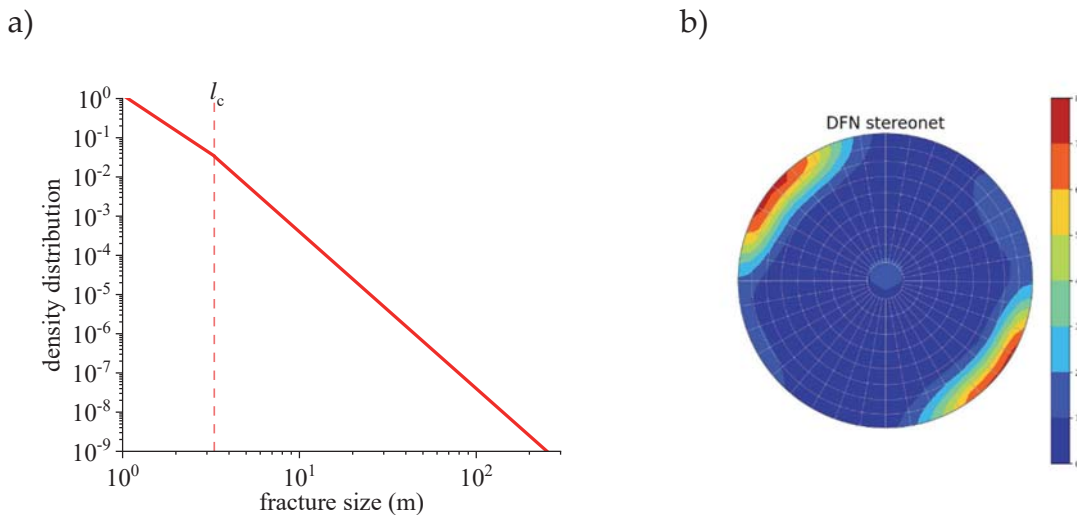


Fig. 2: Forsmark DFN properties a) fracture size distribution and b) the stereonet of orientations (lower hemisphere, equal area).

The in-situ normal stress acting on each fracture is determined using the stress gradients given in Glamheden et al. (2007). The maximum stress is horizontal with a trend of 145° and the minimum stress is vertical (Fig. 3a). The stress intensities increase linearly with depth at different rates for the different stress components (Fig. 3b) but the principal directions remain the same. The baseline model uses the stress conditions at 200 m depth (Fig. 3a).

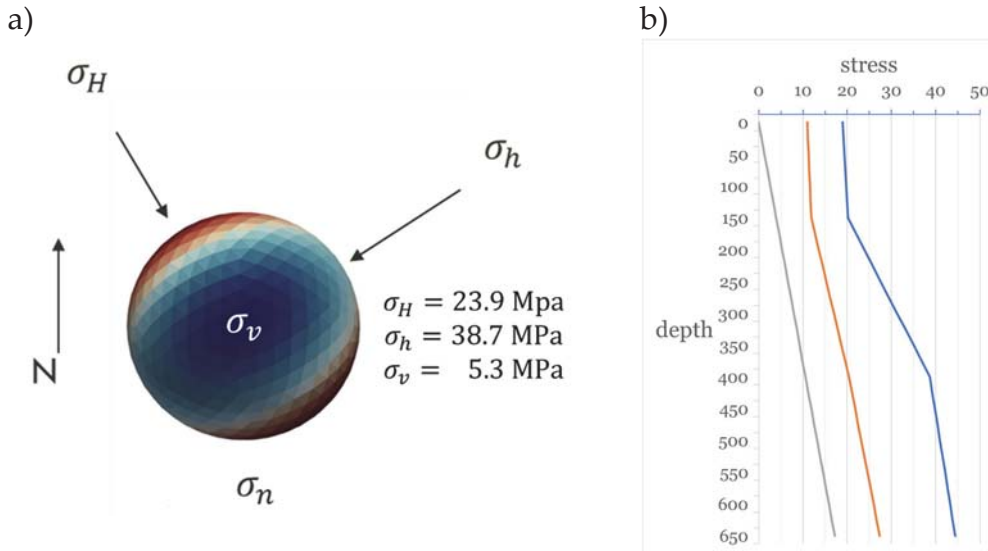


Fig. 3: Stress conditions in Forsmark. (a) stereographical projections of the stress intensities of the resulting effective normal stress on an isolated fracture plane at 200 m and (b) evolution of the principal stress components as a function of depth (σ_H in blue, σ_h in orange and σ_v in grey).

Fracture transmissivities are defined from σ_n using the exponential relationship of Eq. (3). σ_c is set to 6.67 MPa as the best fit of data in Follin and Stigsson (2013) but there are few supporting data to define accurately the residual aperture e_{hr} and the maximum aperture e_{max} . Therefore, we use $e_{hr} = 5 \mu\text{m}$ and $e_{max} = 90 \mu\text{m}$ as the best guess, while alternate cases with $e_h \in [20 - 65] \mu\text{m}$ and $e_h \in [0 - 45] \mu\text{m}$ are also investigated (Fig. 4).

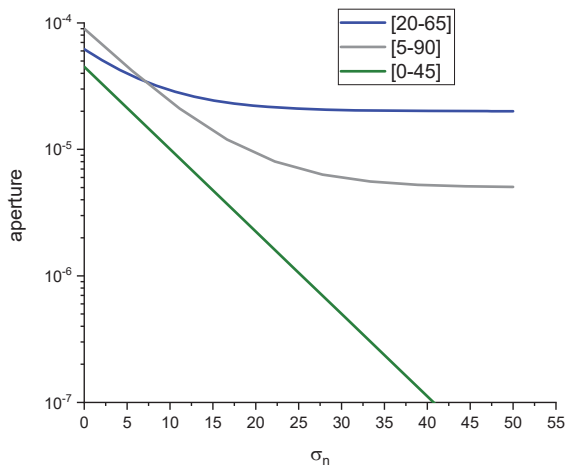


Fig. 4: Relationship σ_n vs. e_h studied in this paper. The baseline model relationship is in grey while the blue and green lines are alternative models.

2.2 Sensitivity analysis

We first study how the stress fluctuations impact the normal stresses acting on fractures and how it changes the eventual hydraulic conductivity. We then analyze how sensitive the results are to the aperture-stress relationship parameters.

2.2.1 Stress fluctuations

With the “remote” method, the normal stress σ_n on a fracture depends only on its orientation relative to the principal directions of the stress tensor. In our application, the principal stress directions are very close to the main pole of orientations (Fig. 2b and Fig. 3a), which results in strong concentrations of σ_n values around the principal stresses (grey in Fig. 5). Thus, the transmissivity of a fracture is strongly correlated to its orientation set. With the “interaction” method, stress fluctuations and fracture-to-fracture interactions tend to redistribute stress, making σ_n less dependent of the principal stress directions. It yields a smoother distribution with a shape close to a normal distribution (blue in Fig. 5).

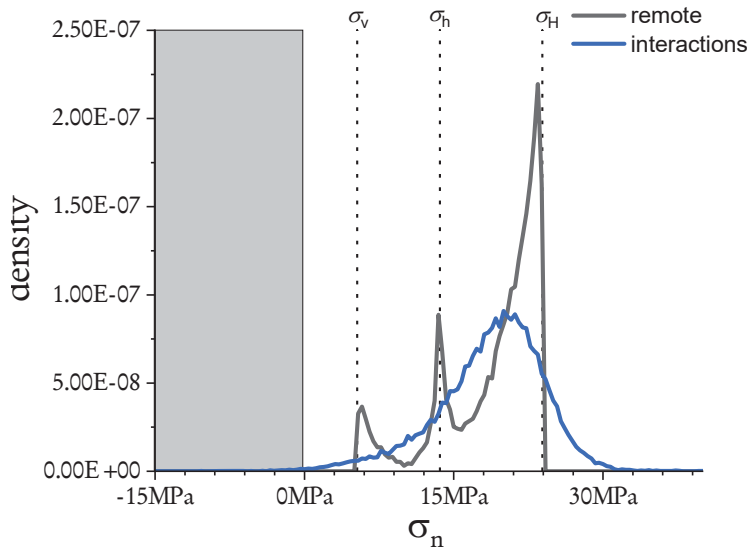


Fig. 5: Probability density of σ_n of fractures for the baseline model, computed with (grey) the “remote” and (blue) the “interaction” method.

2.2.2 Aperture–stress relationship

The fracture transmissivities T have distributions with similar shapes than the σ_n distribution, since they arise from hydraulic apertures defined in Eq. (3).

With the remote method, the distribution of transmissivities of fractures of a given orientation set is limited and fully controlled by their orientation and the transmissivity range is controlled by the limits fixed by the residual and the maximum aperture.

Accounting for stress fluctuations yields smoother distributions of T (Fig. 6). The range of transmissivities is also increased, up to 1.5 orders of magnitude with the highest value of e_{hr} and even 7 orders of magnitude when there is no residual aperture. It includes both a decrease in the minimum transmissivity in the DFN and an increase in the maximum transmissivity. For the studied model, transmissivities vary between $10^{-9.9}$ and $10^{-6.2}$.

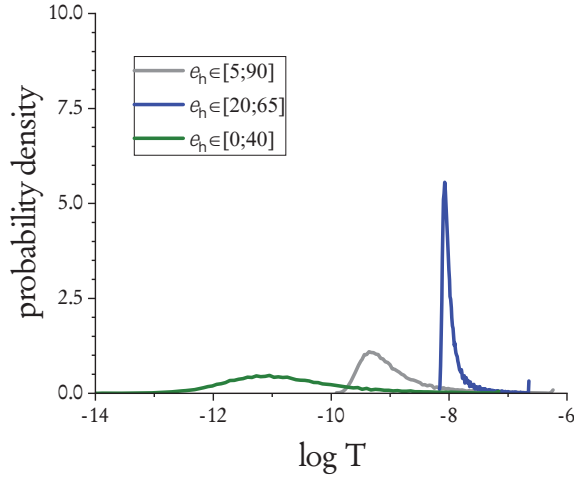


Fig. 6: Probability density of the logarithm of transmissivities from stresses computed with the “interaction” method for the three studied ranges of hydraulic aperture.

2.2.3 Hydraulic conductivities

The directional equivalent hydraulic conductivities of the baseline model are shown in Fig. 7 with $e_h \in [5; 90] \mu\text{m}$, where slice views in the planes normal to the three principal directions of the stress tensor are shown.

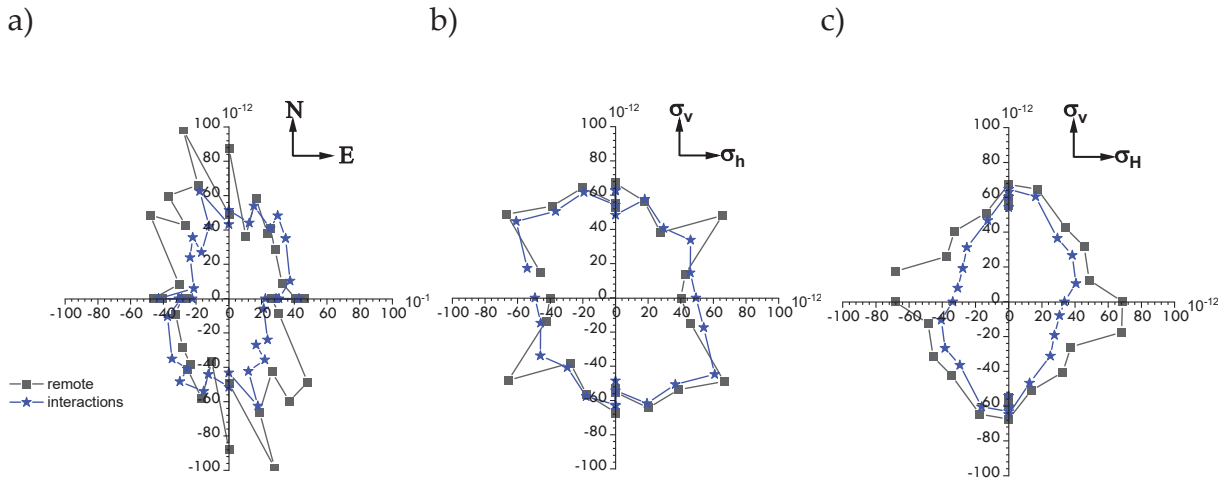


Fig. 7: Slice views of the directional equivalent hydraulic conductivities of the baseline model with (grey) the “remote” and (blue) the “interaction” method: a) horizontal slice, b) vertical slice normal to σ_H and c) vertical slice normal to σ_h .

The hydraulic conductivities K_{eq} exhibit both variability and anisotropy. The most permeable direction is in the direction of σ_H . In this direction, the flow goes mostly through fractures normal to σ_h and σ_v , which have the smallest normal stresses and thus, the largest transmissivities. It is less pronounced with method “interactions” because of the redistribution of the normal stresses.

With the remote method, K_{eq} values range between $26 \cdot 10^{-12}$ and $102 \cdot 10^{-12}$ m/s while they range between $22 \cdot 10^{-12}$ and $75 \cdot 10^{-12}$ m/s in the “interaction” method. Thus, the “remote” method overestimates K_{eq} in most directions and inflates both the variability and the anisotropy compared to the “interaction” method. The fitting of the

equivalent permeability tensor is even compromised because of the larger “roughness” of directional permeabilities.

The three ranges of hydraulic apertures yield very different values of equivalent hydraulic conductivities, in relation to the average of the corresponding transmissivities (Table 1). The value of e_{hr} and, to a lesser extent, that of e_{max} strongly controls the average hydraulic conductivity $\langle K_{eq} \rangle$, since reducing e_{hr} from $20 \mu\text{m}$ to $0 \mu\text{m}$ decreases $\langle K_{eq} \rangle$ by three orders of magnitude, which is significantly higher than the variability induced by directional effects. The directions of anisotropy are about the same as the poles of the main orientation sets, which are similar to the principal stress directions.

Table 1: Geometric means of transmissivities and hydraulic conductivities obtained for the studied aperture ranges with the “remote” and “interactions” methods.

$e_h (\mu\text{m})$	$\langle T \rangle$		$\langle K_{eq} \rangle$	
method	remote	interactions	remote	interactions
[5; 90]	$1.0 \cdot 10^{-9}$	$1.1 \cdot 10^{-9}$	$5.2 \cdot 10^{-11}$	$4.2 \cdot 10^{-11}$
[20; 65]	$1.1 \cdot 10^{-8}$	$1.1 \cdot 10^{-8}$	$4.1 \cdot 10^{-10}$	$4.1 \cdot 10^{-10}$
[0; 45]	$1.5 \cdot 10^{-11}$	$1.7 \cdot 10^{-11}$	$1.2 \cdot 10^{-12}$	$6.0 \cdot 10^{-13}$

The role of the stress fluctuations is also strongly reinforced when the residual aperture decreases. While there are almost no differences between the “remote” and “interactions” methods when $e_{hr} = 20 \mu\text{m}$, the “remote” method strongly increases both the directional variability and the anisotropy when $e_{hr} = 0 \mu\text{m}$ (Fig. 8) up to a factor of 7. As a result, the directional hydraulic conductivities do not form an ellipsoid in our representation, which prevents defining an equivalent tensor without severely misrepresenting the hydraulic conductivity structure. It would indeed overestimate the hydraulic conductivity in the direction of σ_h by almost a factor of 3.

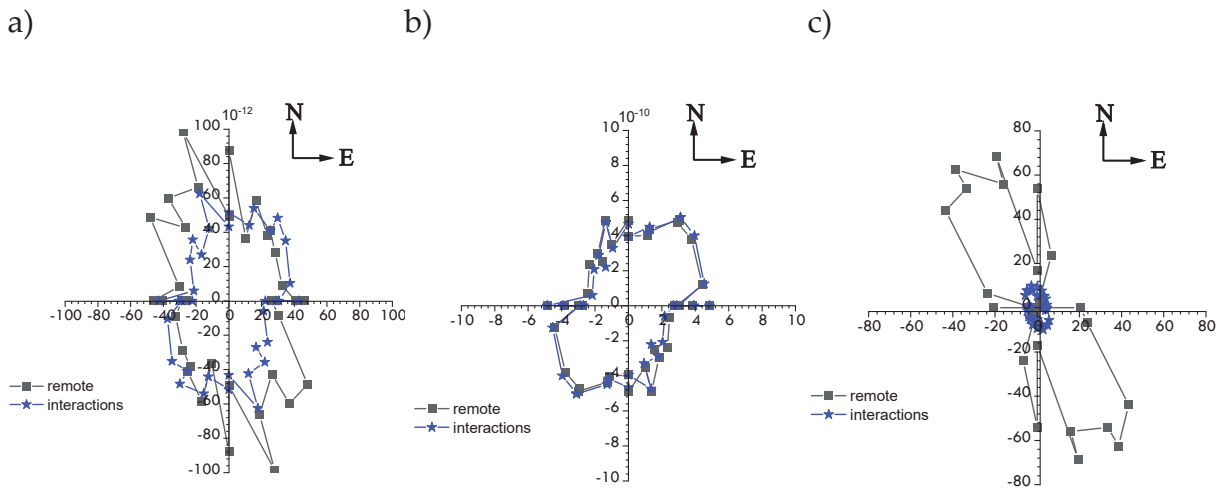


Fig. 8: Horizontal slice views of the directional equivalent hydraulic conductivities with a) $e_h \in [5; 90]$, b) $e_h \in [20; 65]$ and c) $e_h \in [0; 45]$.

3 Conclusions

We designed and implemented in the software DFN.lab a complete numerical framework to compute stress-dependent transmissivities and directional hydraulic conductivities. The framework can account for stress fluctuations induced by the fractures and fracture-to-fracture interactions when computing the effective normal stress σ_n acting on fracture planes. It does not assume that the hydraulic conductivity is tensorial, but an equivalent tensor can be defined when relevant.

We tested the framework with three different exponential relationships between the fracture hydraulic apertures and σ_n . We showed that:

- Directional hydraulic conductivities are highly heterogeneous, anisotropic, and sensitive to both the DFN structure and the principal stress directions.
- Stress fluctuation matters, since they redistribute stress within the media, which reduces the spatial heterogeneity by smoothing the peaks in σ_n distributions. As a result, hydraulic conductivities are less variable, and the anisotropy is reduced.
- The residual aperture is the most sensitive parameter, as it can increase or decrease the hydraulic conductivities in all directions by several orders of magnitude.

These results push to have better estimates of in-situ transmissivities and in-situ stress to properly estimate the hydraulic properties of fractured rocks.

References

- Berkowitz, B. 2002. Characterizing flow and transport in fractured geological media : a review. *Advances Water Resources*, **25**, 861-884.
- Cacas, M.C., Ledoux, E., de Marsily, G., Tillie, B., Barbeau, A., Durand, E., Feuga, B. & Peaudecerf, P. 1990. Modeling fracture flow with a stochastic discrete fracture network: Calibration and validation, 1, the flow model. *Water Resour. Res.*, **26**, 479-489.
- Darcel, C., Davy, P., Le Goc, R., de Dreuzy, J.-R. & Bour, O. 2009. *R-09-38 - Statistical methodology for discrete fracture model – including fracture size, orientation uncertainty together with intensity uncertainty and variability*. Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB).
- Davy, P., Darcel, C., Le Goc, R. & Mas Ivars, D. 2018. Elastic Properties of Fractured Rock Masses With Frictional Properties and Power Law Fracture Size Distributions. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, doi: 10.1029/2017jb015329.
- Davy, P., Le Goc, R. & Darcel, C. 2013. A model of fracture nucleation, growth and arrest, and consequences for fracture density and scaling. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, **118**, 1393-1407, doi: 10.1002/jgrb.50120.
- Davy, P., Le Goc, R., Darcel, C., Bour, O., de Dreuzy, J.R. & Munier, R. 2010. A likely universal model of fracture scaling and its consequence for crustal hydromechanics. *Journal of Geophysical Research*, **115**, doi: 10.1029/2009jb007043.
- de Dreuzy, J.-R., Davy, P. & Bour, O. 2001a. Hydraulic properties of two-dimensional random fracture networks following a power law length distribution: 1. Effective connectivity. *Water Resources Research*, **37**, 2065–2078.
- de Dreuzy, J.-R., Davy, P. & Bour, O. 2001b. Hydraulic properties of two-dimensional random fracture networks following a power law length distribution: 2. Permeability of networks based on lognormal distribution of apertures. *Water Resources Research*, **37**, 2079-2095, doi: 10.1029/2001wr900010.

- Fabrikant, V.I. 1989. Complete solutions to some mixed boundary value problems in elasticity. *Advances in applied mechanics*. Elsevier, 153-223.
- Follin, S. & Stigsson, M. 2013. A transmissivity model for deformation zones in fractured crystalline rock and its possible correlation to in situ stress at the proposed high-level nuclear waste repository site at Forsmark, Sweden. *Hydrogeology Journal*, **22**, 299-311, doi: 10.1007/s10040-013-1078-9.
- Fox, A., La Pointe, P., Hermanson, J. & Öhman, J. 2007. *Statistical geological discrete fracture network model – Forsmark modelling stage 2.2*. Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Glamheden, R., Fredriksson, A., Röshoff, K., Karlsson, J., Hakami, H., Hakami, E. & Christiansson, R. 2007. *Rock Mechanics Forsmark. Site descriptive modelling, Forsmark stage 2.2*. Svensk Kärnbränslehantering AB
- Hyman, J.D., Dentz, M., Hagberg, A. & Kang, P.K. 2019. Linking Structural and Transport Properties in Three - Dimensional Fracture Networks. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, **124**, 1185-1204, doi: 10.1029/2018jb016553.
- Itasca. 2021. 3D Distinct-Element Code (3DEC) version 7.0 Itasca Consulting Group.
- Kachanov, M. 1989. Three-dimensional problems of strongly interacting arbitrarily located penny-shaped cracks. *International Journal of Fracture*.
- Kachanov, M. 1993. Elastic solids with many cracks and related problems. *In*: Hutchinson, J.W. & Wu, T.T. (eds.) *Advances in applied mechanics*. Academic Press, 259-445.
- Latham, J.-P., Xiang, J., Belayneh, M., Nick, H.M., Tsang, C.-F. & Blunt, M.J. 2013. Modelling stress-dependent permeability in fractured rock including effects of propagating and bending fractures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **57**, 100-112, doi: 10.1016/j.ijrmms.2012.08.002.
- Le Goc, R., Pinier, B., Darcel, C., Lavoine, E., Doolaege, D., de Simone, S., de Dreuzy, J.R. & Davy, P. 2019. DFN.lab: software platform for Discrete Fracture Network models. *AGU Fall Meeting*, San Francisco, CA, USA.
- Lei, Q., Latham, J.-P. & Tsang, C.-F. 2017. The use of discrete fracture networks for modelling coupled geomechanical and hydrological behaviour of fractured rocks. *Computers and Geotechnics*, **85**, 151-176, doi: 10.1016/j.compgeo.2016.12.024.
- Lei, Q., Latham, J.-P., Xiang, J., Tsang, C.-F., Lang, P. & Guo, L. 2014. Effects of geomechanical changes on the validity of a discrete fracture network representation of a realistic two-dimensional fractured rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **70**, 507-523, doi: 10.1016/j.ijrmms.2014.06.001.
- Liu, H.-H., Rutqvist, J., Zhou, Q. & Bodvarsson, G.S. 2004. Upscaling of normal stress-permeability relationships for fracture networks obeying fractional Levy motion. *Elsevier Geo-Engineering Book Series*. Elsevier, 263-268.
- Liu, J., Elsworth, D. & Brady, B.H. 1999. Linking stress-dependent effective porosity and hydraulic conductivity fields to RMR. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, **36**, 581-596.
- Maillot, J., Davy, P., Le Goc, R., Darcel, C. & de Dreuzy, J.R. 2016. Connectivity, permeability, and channeling in randomly distributed and kinematically defined discrete fracture network models. *Water Resources Research*, **52**, 8526-8545, doi: 10.1002/2016wr018973.
- Martin, D. & Follin, S. 2011. *Review of possible correlations between in situ stress and PFL fracture transmissivity data at Forsmark*.

Mejías, M., Renard, P. & Glenz, D. 2009. Hydraulic testing of low-permeability formations. *Engineering Geology*, **107**, 88-97, doi: 10.1016/j.enggeo.2009.05.010.

Muir-Wood, R. & King, G.C.P. 1993. Hydrological signatures of earthquake strain. *Journal of Geophysical Research*, **98**, 22,035-022,068.

Neuman, S.P. 1988. Stochastic Continuum Representation of Fractured Rock Permeability as an Alternative to the REV and Fracture Network Concepts. *In: Custodio, E., Gurgui, A. & Ferreira, J.P.L. (eds.) Groundwater Flow and Quality Modelling*. Springer Netherlands, 331-362.

Oda, M. 1985. Permeability tensor for discontinuous rock masses. *Geotechnique*, **35**, 483-495, doi: 10.1680/geot.1985.35.4.483.

Pouya, A. & Fouché, O. 2009. Permeability of 3D discontinuity networks: New tensors from boundary-conditioned homogenisation. *Advances in Water Resources*, **32**, 303-314, doi: 10.1016/j.advwatres.2008.08.004.

Selroos, I.-O., Mas Ivars, D., Munier, R., Hartley, L., Darcel, C., Davy, P. & Trinchero, P. 2021. *Discrete Fracture Network Modelling Handbook Volume I: Concepts, Data and Interpretation Methods*. SKB.

Sweeney, M.R. & Hyman, J.D. 2020. Stress Effects on Flow and Transport in Three - Dimensional Fracture Networks. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, **125**, e2020JB019754, doi: 10.1029/2020jb019754.

Geomechanical modeling in potash & salt mining – Current status and developments

Gebirgsmechanische Modellierung im Kali- und Steinsalzbergbau - Aktueller Stand und Entwicklungen

Markus Knauth

Institut für Gebirgsmechanik GmbH
Friederikenstraße 60, 04279 Leipzig

Abstract

In the last decades, numerical geomechanical modeling has advanced significantly, both in terms of description of creep & damage in complex constitutive models as well as with regard to computational capabilities and modeling tools, e.g. for mesh generation. The present paper aims to give an overview on current modeling approaches, workflows and visualizations applied in the assessment of mining safety, cavern operation and the integrity of geological barriers in salt.

Zusammenfassung

In den zurückliegenden Jahrzehnten hat sich die numerische Modellierung geomechanischer Aufgabenstellung signifikant weiterentwickelt, sowohl in der Beschreibung von Schädigung & Kriechen in komplexen Stoffmodellen als auch in Bezug auf die rechen-technischen Kapazitäten und Modellierungstools, z. B. für die Erzeugung der Berechnungsnetze. In diesem Paper soll ein Überblick über die aktuellsten Modellierungsansätze, Workflows und Ergebnisvisualisierungen gegeben werden, die bei der Bewertung von Bergbausicherheit, Kavernenbetrieb und der Integrität der geologischen Barriere im Salz verwendet werden.

1 Historische Entwicklung

Im Rahmen des 50. Geomechanik-Kolloquiums im Bergwerk Sondershausen wurde die historische Entwicklung dieser langjährigen Veranstaltung umfassend beleuchtet und dabei auch an Untersuchungs- und Modellierungsmethoden vor dem rasanten Aufstieg der Computertechnik erinnert, die zwar heute weitestgehend den modernen numerischen Methoden gewichen sind, aber nichtsdestotrotz maßgeblich Grundlagen für die Entwicklung computerorientierter Ansätze gewesen sind.

Im Schachtgebäude des alten Schachtes Dölitz neben dem Gelände des IfG stehen noch heute die Vorväter der Computermodelle: Analogmodelle, die in präziser Handarbeit aus Ersatzmaterialien geformte Abbausysteme nachbilden. Sie entstanden aus der Notwendigkeit heraus, dass die zugrundeliegenden physikalischen Bewegungsgleichungen des komplexen Materialverhaltens schon bei einfachen Geometrien nicht mehr bzw. nur in Sonderfällen geschlossen lösbar sind. So entwickelten sich basierend auf den grundlegenden Lösungen einfacher Geometrien und unterstützt von den Erkenntnissen analoger Modellierungen schließlich empirische Näherungen und Modifikationen zur Bewertung realer Aufgabenstellungen.

Zusammen mit dem Einzug erschwinglicher Computersysteme entstanden erste Berechnungscodes, die die mathematischen Gleichungssysteme in deutlich kürzerer Zeit zumindest im zweidimensionalen Raum näherungsweise zu lösen versuchten. Zunächst noch selbst programmiert, orientierte sich das IfG nach der Wende an den Programmcodes der Fa. Itasca und konzentrierte sich auf die Implementierung spezieller Stoffmodellgesetze für Salzgesteine in das bestehende System. Die zunächst noch effektiv vorherrschende Beschränkung auf 2D-Modelle bedeutete jedoch immer noch einen zusätzlichen Abstraktionsgrad gegenüber der realen Abbausituation mit seinem räumlichen Spannungsfeld. Entsprechend mussten Modelle und Parameter konservativ angepasst werden, wenn z. B. in situ Quadratpfeiler in einem 2D-Modell implizit als Langkammerpfeiler modelliert werden mussten. Der Wunsch nach größeren dreidimensionalen Modellierungsmöglichkeiten blieb zunächst nur ein Wunsch, aber rückte zu Beginn der 2000er Jahre zumindest für kleinere Scheiben- oder Teilmodelle in greifbare Nähe.

2 Kontinuumsmechanische Modellierung in 3D: Anforderungen, Chancen & Herausforderungen

Die großräumige, dreidimensionale Modellierung gebirgsmechanischer Aufgabenstellungen ist erst im letzten Jahrzehnt durch die rechen-technische Entwicklung von der einfachen Mehrkernunterstützung bis hin zum High-Performance-Computing (HPC) in greifbare Nähe gerückt. Dies weckte in der Community die Hoffnung, die hohen modellimmanenten Konservativitäten in den 2D-Modellen durch bessere Abbildung der realen 3D-Abbaugeometrie und ihres räumlichen Abbaufortschrittes abzubauen.

Neben der reinen Möglichkeit derartige Modelle in realistischen Zeitskalen berechnen zu können, ergaben sich hieraus jedoch zwangsläufig höhere Anforderung an Umfang & Qualität der zur Verfügung gestellten geologischen und bergbaulichen Daten, sowie die Notwendigkeit entsprechender Software, um die komplexe Modellgeometrie auch für den Berechnungscodes in Form eines numerischen Netzes bereitstellen zu können.

Um die konkrete Aufgabenstellung mit dem entsprechenden Detailgrad modelltechnisch umsetzen zu können, muss der Auftraggeber für eine 3D-Modellierung deutlich mehr Daten zur Verfügung stellen, da einfache geologische Schnitte und generalisierte

Abbauparameter hier typischerweise nicht mehr ausreichen. Der Preis für den Abbau von Konservativitäten besteht also vorwiegend in der entsprechend höheren Anforderung an die geologische Erkundung und umfassenderer Aufbereitung marksscheiderischer Daten (Konvergenz- und/oder Senkungsmessungen, CAD-Darstellung des Abbausystems bzw. Kavernenfeldes).

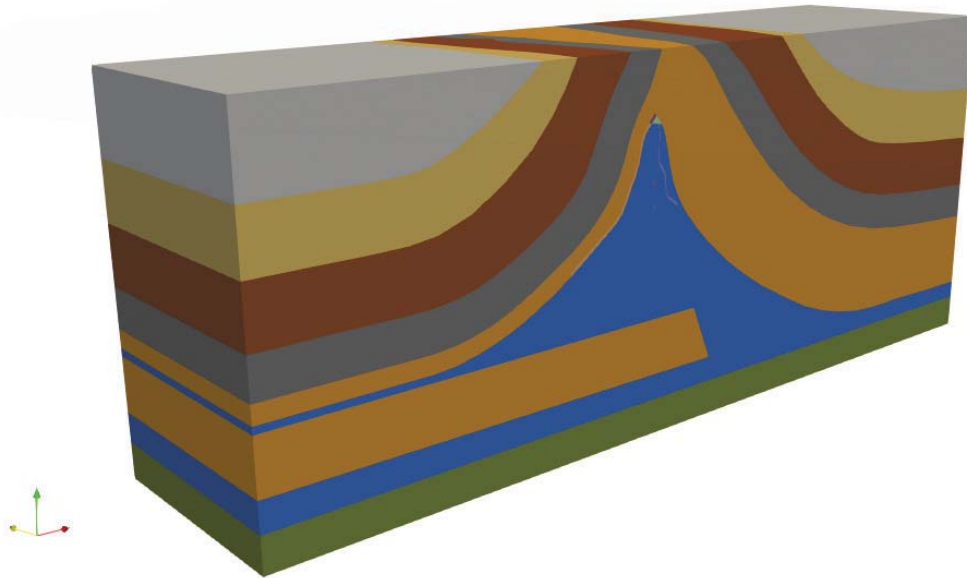


Fig. 1: Exemplarische 3D-CAD Geologie als Grundlage zur Modellerstellung am Beispiel des Asse-Modells (Kamlot et al., 2022).

Für die Umsetzung der gelieferten geologischen und bergbaulichen Daten werden diese im CAD Programm Rhino importiert (Fig. 1), aufbereitet und über ein Plugin mit dem Vernetzer Griddle (Itasca, 2022) als Berechnungsnetz für FLAC3D exportiert. Da die übergebenen Daten naturgemäß nicht ideal auf die Anforderungen eines Berechnungsnetzes zugeschnitten sind, erfordern diese Schritte trotz automatisierter Vernetzung häufig ein hohes Maß an projektspezifischer Nacharbeit. Anhand der erstellten Berechnungsnetze erfolgt dann die eigentliche numerische Berechnung unter Verwendung fortschrittlicher Stoffmodellansätze, die in vergangenen Kolloquien bereits ausführlich vorgestellt worden sind (Günther, 2009; Minkley, 2004). Die Herangehensweisen zur Modellierung sind dabei durch das Spektrum der Tätigkeiten und Forschung und Praxis entsprechend vielfältig und lassen sich nur schwer in typisierten Workflows charakterisieren.

In einem ähnlichen Maße wie sich die Komplexität der Gesamtmodelle steigert, erhöhen sich auch die Herausforderungen bei der anschaulichen Auswertung und Darstellung der Modellierungsergebnisse. Hier sind einfache Schnittdarstellungen von Spannungs- und Verschiebungsfelder nicht immer zielführend, da sie die räumliche Entwicklung nur ausschnittsweise abbilden und bei ungünstiger Schnittwahl gegebenenfalls zu falschen Auswertungsinterpretationen führen. Um besser in das Modell „hinein“ schauen zu können, eignen sich beispielsweise Isoflächen, die z. B. die räumliche Verteilung eines bestimmten Verschiebungswertes darstellen können und somit potentielle Schwachstellen besser räumlich sichtbar machen. Ebenso können Orientierung und Verlauf von Spannungs- und Verschiebungstrajektorien anhand von sog. „Streamlines“ dargestellt werden, bei denen Linien entlang der entsprechenden Trajektorien

im Raum gezogen werden, die dann einen verbesserten räumlichen Eindruck in die Verformungsdynamik im 3D-Modell erlauben (Fig. 2).

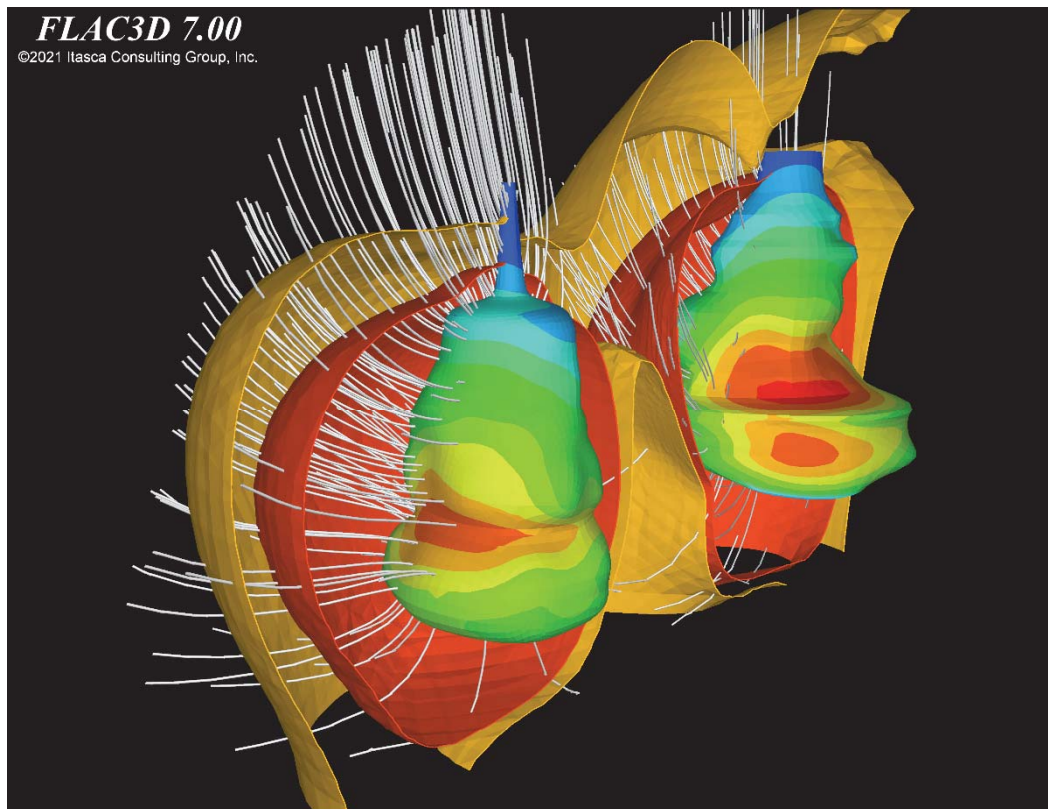


Fig. 2: Isoflächen für verschiedene Verformungswerte um ein Kavernensystem. Visualisierung der Verschiebungstrajektorien anhand von Streamlines. Gewinner des Itasca Plot Contest in der Kategorie Mining Engineering.

Für die effiziente und vielseitige 3D-Auswertung, Darstellung und Animation von Modellierungsergebnissen hat sich neben den FLAC3D-internen Darstellungsmöglichkeiten auch der Open-Source Code *Paraview* (Ahrens et al., 2005) etabliert, für den eine entsprechende Exportmöglichkeit vorliegt. Mit diesen Möglichkeiten können Modellierungsergebnisse auch für extrem große Modelle unter Verwendung von Rechenkapazitäten vom einfachen Mehrkern-PC bis hin zu Rechenclustern und Supercomputern analysiert und dargestellt werden.

3 Diskontinuumsmechanische Modellierung

Auf mikromechanischer Ebene stellen Salzgesteine ein Diskontinuum aus unregelmäßig geformten Salzkristallen dar, die entlang ihrer Korngrenzen miteinander wechselwirken. Entsprechend wurde ein Modellierungsansatz für Salzgesteine basierend auf der diskontinuumsmechanischen Berechnungsmethode unter Verwendung von Voronoi-Triangulationen entwickelt und validiert (Knauth, 2018), wobei die Grundidee darin bestand, dass diese Korngrenzen als intrinsisches Schwächeflächennetzwerk wirken und dabei die hauptsächlichen Träger der Schädigungsentwicklung im Festkörper sind. Neben mechanischen Beanspruchungen können diese auch durch hydraulischen Druck geöffnet werden und somit als potentielle Fließwege für eindringende Fluide agieren. Aus diesem Grund wurde die diskontinuumsmechanische Berechnungsmethode verwendet, die es erlaubt, einen Körper als Ansammlung deformierbarer und

untereinander wechselwirkender Blöcke zu simulieren (Fig. 3). Kristallplastizität und Kriecheigenschaften werden dabei mittels eines visko-elasto-plastischen Stoffmodells als intrakristalline Prozesse innerhalb der jeweiligen Kristalle modelliert, während die Schädigungsentwicklung durch die interkristalline Zug- und Scherbeanspruchung der Korngrenzflächen mittels eines speziellen adhäsiven Scherreibungsmodells berücksichtigt wird.

Hierfür wurde eine Parametrisierungsstrategie entwickelt, die die Ableitung der interkristallinen Scherparameter auf Grundlage von triaxialen Laborversuchsdaten ermöglicht. Erstmals wurde darüber hinaus ein phänomenologisches Verheilungsmodell entwickelt und implementiert, das den zeitabhängigen Wiederaufbau kohäsiver Kräfte auf Korngrenzen unter Druckbelastung abbildet. Der Ansatz wurde durch die Nachrechnung zahlreicher experimenteller Versuche bezüglich seiner hydro-mechanischen Plausibilität und Leistungsfähigkeit validiert.

Insbesondere eignet sich der Ansatz zur Abbildung des spannungs- und druckabhängigen hydro-mechanischen Verhalten von Salzgesteinen, welches häufig mit dem Prinzip der druckgetriebenen Perkolation beschrieben wird: Ungestörtes Steinsalz ist dicht, solange ein angreifender Gas- oder Fluiddruck die Normalspannung auf den Korngrenzen nicht überschreitet. Sobald dies der Fall ist, setzt eine richtungsabhängige Fluidausbreitung in der Ebene senkrecht zur minimalen Hauptspannung ein. Übersteigt der Fluiddruck mehrere Hauptspannungen, so kommt es zu einer isotropen Ausbreitung im Salinar. Fig.4 zeigt dieses komplexe Verhalten unter den verschiedenen hydro-mechanischen Belastungsbedingungen als Ergebnis gekoppelter diskontinuumsmechanischer Simulationen.

In der praktischen Anwendung wird der diskontinuumsmechanische Modellierungsansatz typischerweise dann verwendet, wenn ein Nachweis der Erhaltung der Barrierenintegrität in der vereinfachten, kontinuumsmechanischen Betrachtung anhand des konservativen Minimalspannungskriteriums nicht gelingt.



Fig. 3: Rissbildung und Abschalungen an einem diskontinuumsmechanischen Berechnungsmodell eines Steinsalzpfeylers.

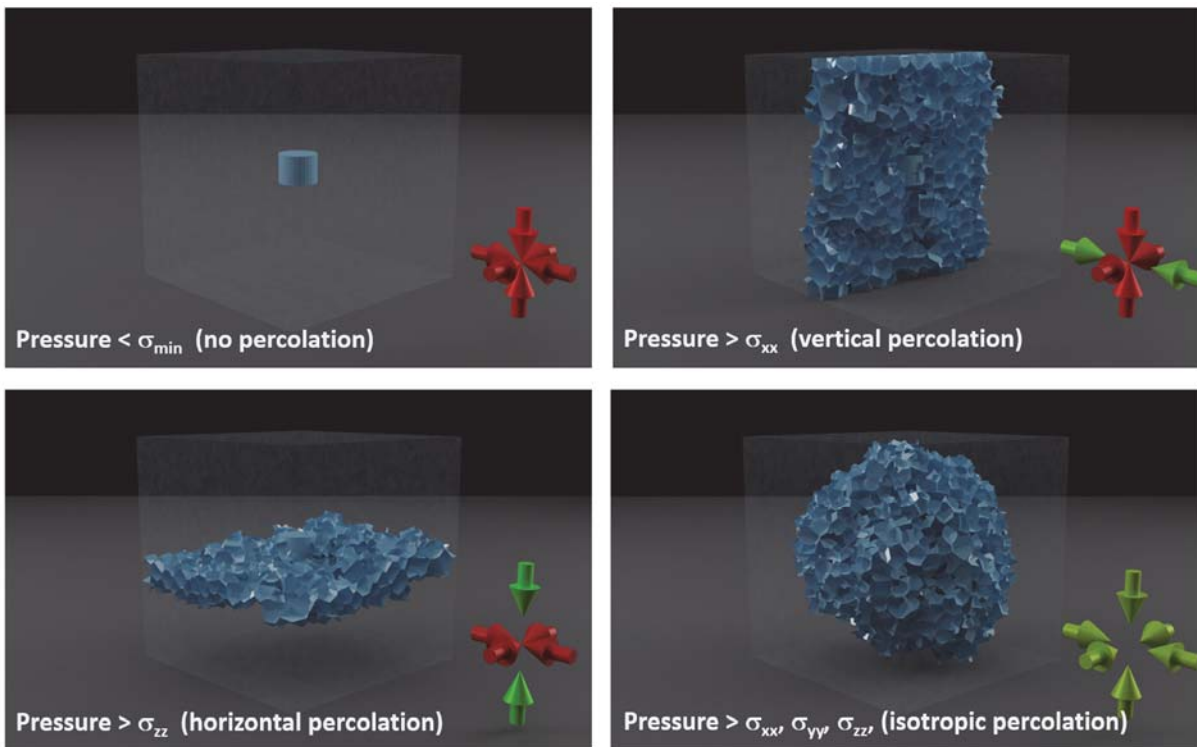


Fig. 4: Diskontinuumsmechanische Modellierung der druckgetriebenen Perkolation in einer Würfelprobe unter verschiedenen Belastungsbedingungen (grüne Pfeile zeigen Spannungsentlastung in der jeweiligen Richtung an)

4 Neuer Modellierungsansatz zur druckgetriebenen Perkolation im Kontinuum

Im diskontinuumsmechanischen Ansatz ergibt sich die druckgetriebene Rissöffnung auf Korngrenzen und deren Ausbreitungsrichtung ganz natürlich aus der expliziten Abbildung und Berechnung von Normalspannungen auf diskreten Fließflächen. Während dieser Ansatz die hydro-mechanische Wechselwirkung damit gemäß der konzeptionellen Modellvorstellung sehr gut abbilden kann, ist der Modellansatz selbst nach einer möglichen Hochskalierung noch extrem rechenaufwändig im Größenmaßstab von Abbaufeldern und größeren Kavernensystemen. Daher lag die Idee nahe, das Prinzip der druckgetriebenen Perkolation in einem kontinuumsmechanischen Framework anhand eines druck- und spannungstensorabhängigen Permeabilitätstensors nachzubilden. Die Formulierung und Implementierung eines entsprechenden Ansatzes wurde im Rahmen des Geomint2-Projektes gefördert und erarbeitet (Knauth et al., 2022). In diesem kontinuumsmechanischen Ansatz soll es per Konstruktion im ungestörten Zustand keine Permeabilität geben, sondern diese erst bei Überschreitung der Perkolationsschwelle auftreten, wobei sich die Ausbreitung dann in der Ebene senkrecht zur minimalen Hauptspannung einstellen sollte. Die naive Anwendung dieses Ansatzes führt jedoch schnell zu numerischen Problemen und der unkontrollierten Fluidausbreitung entgegen der eigentlich erlaubten Richtung. Die Ursache hierfür liegt in der Instabilität konventioneller Fluidberechnungsalgorithmen, insbesondere der sog. „two-point flux approximation“, wie sie in den meisten etablierten Berechnungscodes (FLAC3D, COMSOL etc.) implementiert ist. Eine Literaturrecherche ergab, dass diese Probleme in den verschiedensten wissenschaftlichen Feldern – z. B. anisotroper Temperaturausbreitung oder in der Magneto-Hydrodynamik – durchaus bekannt sind. Entsprechend wurden verschiedenste Lösungsmethoden vorgeschlagen, von denen für unsere Implementation mit der sogenannten „mesh-free hydrodynamics“-Methode (Hopkins, 2016, 2015) eine flexible, netzfreie Methode als erfolgversprechend identifiziert wurde.

Die Methode wurde für den Kontext der Fluidausbreitung im Salinar adaptiert und als eigenständiges Python-Modul names MFP (**M**esh-**F**ree **P**ercolation) mit dem mechanischen Berechnungsalgorithmus von FLAC3D wechselweise gekoppelt. Für weitere Details der Methode und ihrer Implementation sei auf den Abschlussbericht des Projektes Geomint2 verwiesen. Die Funktionalität der neuen Methode wurde anhand der Nachrechnung analytisch lösbarer Testfälle zur hoch-anisotropen Fluidausbreitung und mittels Nachmodellierung von exemplarischen Laborversuchen validiert. Abschließend wurde zur Demonstration der Eignung der Method auf in situ-Größenskala eine hydro-mechanisch gekoppelte Nachrechnung des Großbohrlochversuches in Springen durchgeführt (IfG, 2012). Dieser zeigte qualitativ und quantitativ eine gute Übereinstimmung mit dem Einsetzen des nahezu horizontal ausgeprägten, in situ beobachteten hydraulischen Durchschlages im unteren Teil des Bohrloches (Fig. 5). Für weitere Details sei erneut auf die Dokumentation in (Knauth et al., 2022) verwiesen.

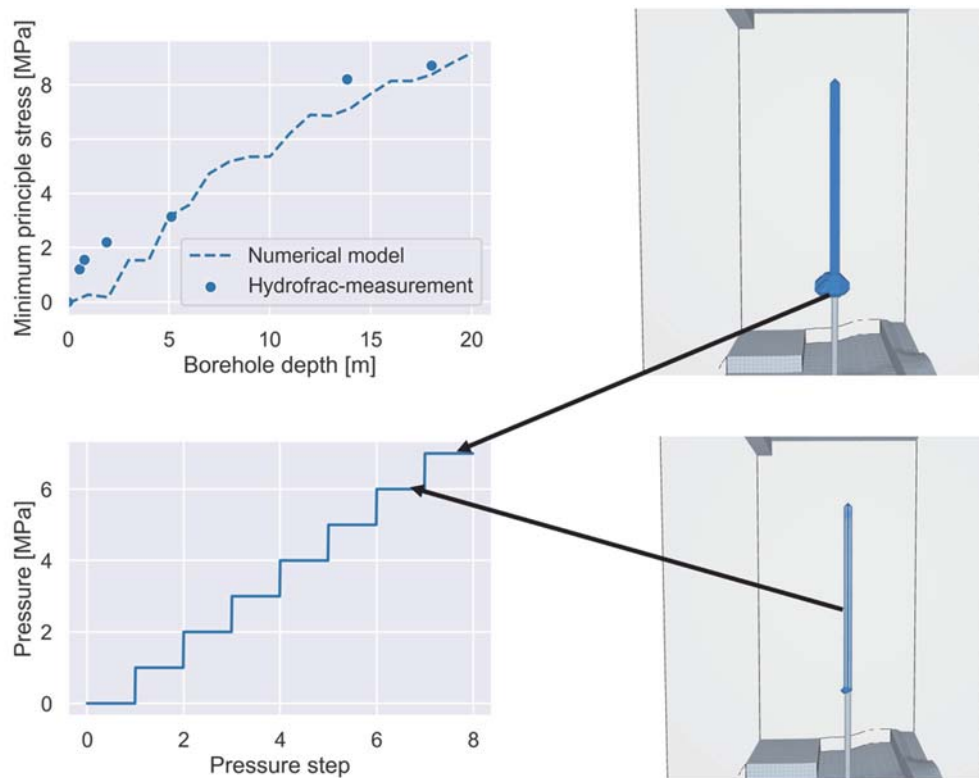


Fig. 5: Anwendung der entwickelten MFP-Methode zur kontinuumsmechanischen Modellierung der druckgetriebenen Perkolation am Beispiel des Großbohrlochversuches Springen (IfG, 2012).

5 Zusammenfassung

Aus der Erfahrung vieler Jahrzehnte in Kombination mit der konsequenten Weiterentwicklung von in-situ Messtechnik, Laboruntersuchungen und theoretischen Stoffmodellansätzen hat sich ein Workflow für die numerische Modellierung verschiedenster Aufgabenstellungen im Kali- und Salzbergbau entwickelt, der sich stets am Stand von Wissenschaft und Technik zu orientieren versucht. Im Rahmen der Weiterentwicklungen und der zunehmenden Verbreitung großräumiger 3D-Modellierungen entsteht nicht nur ein zusätzlicher Bedarf an reiner Rechenkapazität, sondern resultieren auch erhöhte Anforderungen an geologische und markscheiderische Eingangsdaten sowie bei der Auswertung und Analyse der Modellierungsergebnisse, die den Bearbeitungsablauf grundlegend beeinflussen.

Mit diesen Werkzeugen können je nach Aufgabenstellung komplexe 3D-Modelle bergbaulicher Systeme mit kontinuums- und diskontinuumsmechanischen Ansätzen betrachtet werden, die sich entsprechend mit thermischen und hydraulischen Wechselwirkungen koppeln lassen. Für den im Salinar zentralen Prozess der druckgetriebenen Perkolation wurde hierfür zusätzlich ein kontinuumsmechanisches Framework auf netzfreier Ebene erarbeitet, der die numerischen Möglichkeiten auch für hoch anisotrope Fluidausbreitung erweitert.

Literatur

Ahrens, J., Geveci, B., Law, C., 2005. ParaView: An End-User Tool for Large Data Visualization, Visualization Handbook. Elsevier.

Günther, R.-M., 2009. Erweiterter Dehnungs-Verfestigungs-Ansatz - Phänomenologisches Stoffmodell für duktile Salzgesteine zur Beschreibung primären, sekundären und tertiären Kriechens (Dissertation). TU Bergakademie Freiberg, Freiberg.

Hopkins, P.F., 2016. Anisotropic diffusion in mesh-free numerical magnetohydrodynamics. *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society* 466, 3387–3405. <https://doi.org/10.1093/mnras/stw3306>

Hopkins, P.F., 2015. A new class of accurate, mesh-free hydrodynamic simulation methods. *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society* 450, 53–110. <https://doi.org/10.1093/mnras/stv195>

IfG, 2012. Auswirkungen der Gasbildung im Endlager auf den einschlusswirksamen Gebirgsbereich (No. B-IfG 33/2009, Forschungsvorhaben FKZ 3609R03222). Institut für Gebirgsmechanik GmbH, Leipzig.

Itasca, 2022. Griddle 2.0.

Kamlot, W.-P., Kupper, J., Günther, R.-M., Gärtner, G., Manthee, F., 2022. Development of comprehensive 3D-models for geomechanical stability proof of the operation phase and the planned radioactive waste retrieval in the Asse II mine, in: *Mechanical Behavior of Salt X*. CRC Press, Utrecht.

Knauth, M., 2018. Diskontinuumsmechanische Modellierung von Salzgesteinen (Diss.). TU Bergakademie Freiberg, Freiberg.

Knauth, M., Haghghat, N., Sattari, A., Wuttke, F., 2022. Pathways through pressure-driven percolation, in: *Geomint - Discontinuities in Geosystems from Lab to Field Scale*, Springer Briefs.

Minkley, W., 2004. Gebirgsmechanische Beschreibung von Entfestigung und Sprödbrucherscheinungen in Carnallitit (Habilitation). TU Bergakademie Freiberg, Freiberg.

Non-explosive demolition agents: a new approach for rock mass pre-conditioning

Nicht-explosive Zerkleinerung: ein neues Verfahren zur Gesteinsaufbereitung

Vidanage Radhika De Silva

Geotechnical Institute, TU Bergakademie Freiberg, Gustav-Zeuner-Str. 1, 09599
Freiberg / Umwelt- und Ingenieurtechnik GmbH Dresden, Zum Windkanal 21, 01109
Dresden

Abstract

In-Situ Leaching (ISL) of minerals is an alternative technology for mineral extraction from low-grade permeable mineral deposits. The susceptibility to ISL is dependent on the permeability of the host-rock formation and the widescale adoption of ISL requires the preconditioning of the target formation. Although prevailing methods such as hydraulic fracturing and explosive blasting are used for host-rock preconditioning, these methods have limitations such as excessive formation damage around well fields and uncontrolled fracture propagation. Therefore, an alternative method is proposed to initiate fractures around an injection well using a patented hydrophobic, injectable, Soundless Cracking Demolition Agent (SCDA). The fracture performance of the compound was investigated by numerically simulating the fracture initiation and propagation using the Discrete Element Method. It was also tested in the laboratory to fracture sandstone specimens under hydrostatic stresses up to 20 MPa. Due to the fracturing nature of the agent, the fracture density at the immediate vicinity of the injection well increased by 116 % when the confining pressure is increased from 70 kPa to 20MPa. The effects of stress anisotropy and porosity on the fracturing performance were also evaluated numerically. Porosity was found to initiate crack branching during SCDA charging and under high-stress anisotropy ratios (3.0) forces the otherwise radial crack growth to propagate mainly in the major principal stress direction. Afterwards, the fracture permeability of the specimen was calculated. Compared to intact sandstone permeability ($7.6 \times 10^{-20} \text{ m}^2$) an improved permeability of $9.79 \times 10^{-13} \text{ m}^2$ at a confining pressure of 30 MPa was achieved after preconditioning. The radial fracturing observed using this method indicates that non-explosive rock fragmentation can be a potential preconditioning technique for ISL among other applications.

Zusammenfassung

In-Situ Laugung (ISL) ist eine alternative Technologie zur Mineralgewinnung von permeablen Lagerstätten mit geringen Gehalten. Die Wirksamkeit von ISL hängt von der Permeabilität des Wirtsgesteins ab. Die breite Anwendung von ISL erfordert eine Vorbehandlung der Zielformation. Die vorherrschenden Methoden dafür sind hydraulische Risserzeugung and Sprengungen. Diese Methoden haben Nachteile, wie die Ausbildung von Schädigungszonen um die Bohrlochfelder sowie unkontrollierte Rissausbreitung. Deshalb wird eine alternative Methode vorgeschlagen, mit der Risse um die Injektionsbohrungen herum erzeugt werden mittels eines patentierten hydrophoben, injizierbaren ‚Soundless Cracking Demolition Agent‘ (SCDA). Die Effizienz der Risserzeugung durch dieses Mittel wurde durch numerische Simulation der Rissinitiierung

und -ausbreitung auf Basis der Diskrete Elemente Methode untersucht. Im Labor wurden Versuche zum Aufreißen von Sandsteinproben unter hydrostatischem Druck bis 20 MPa durchgeführt. Durch die Rissausbreitungscharakteristik des Mittels konnte die Rissdichte in der unmittelbaren Nähe der Injektionsbohrung um 116% erhöht werden, wenn der Umschließungsdruck von 70 kPa auf 20 MPa erhöht wurde. Die Effekte von Spannungsanisotropie und Porosität auf die Effektivität der Risserzeugung wurde ebenfalls numerisch untersucht. Beim Einsatz von SCDA erzeugt Porosität Rissverzweigung und unter hoher Spannungsanisotropie (3.0) breiten sich die normalerweise radial ausgerichteten Risse in Richtung der größten Hauptnormalspannung aus. Im Nachgang wurde die Risspermeabilität der Proben berechnet. Nach der Behandlung hat sich die Permeabilität von $7.6 \times 10^{-20} \text{ m}^2$ (intakter Sandstein) auf 9.79×10^{-13} (behandelter Sandstein) bei einem Umschließungsdruck von 30 MPa erhöht. Das radiale Rissmuster welches bei dieser Methode beobachtet wurde belegt, dass nicht-explosive Gesteinszerstörung neben anderen Anwendungen auch eine potentielle Vorbehandlungstechnik für die in-situ Laugung sein kann.

1 Introduction

1.1 Mining: a global outlook and an alternative approach

Conventional mining accounts for over 6% of world energy consumption (Holmberg et al. 2017) and with the further expected drop in ore grades in the future (Rötzer & Schmidt 2018), the energy expenditure in conventional mining operations is rising exponentially (Fig.1a). Despite this trend, mineral extraction is further expected to rise with the transition to renewable energy and electric vehicles (Watari et al. 2022). The increasing waste rock volume in the mineral extraction process is the main contributor to the elevated energy expenditure in mining. In conventional mining operations, as the host rock volume increases the subsequent processes of haulage and grinding operations result in a drastic increase in energy consumption.

The target to limit the global temperature rise to 1.5°C by 2050 calls for alternate mining technologies that can eliminate the current practices of energy-intensive mining operations. Furthermore, these technologies must enable the economic recovery of minerals from deposits that are below the cutoff grade for conventional mining. In-situ recovery (ISR) is an alternative, nonintrusive mining technology that may be adopted for low-grade mineral extraction. However, ISR is limited to permeable host-rock formations where a leaching solution is circulated through an ore body to dissolve target minerals. This is done by injecting a lixiviant (typically a weak acid) through a well field drilled into the target ore deposit. The mineral-rich solution is then extracted from the orebody using recovery wells. Typical recovery rates of minerals for ISR could range between 60- 90% (Northey et al. 2013) depending on the host-rock formation and mineralogy. Compared to conventional methods of mining, ISR is less intrusive and requires only the injection and extraction wells to be formed on-site leading to a lower operation footprint. Thus, ISR could eliminate excavating, hauling, crushing and grinding operations that account for over 60 % of the total energy expenditure of conventional mining (Fig.1b).

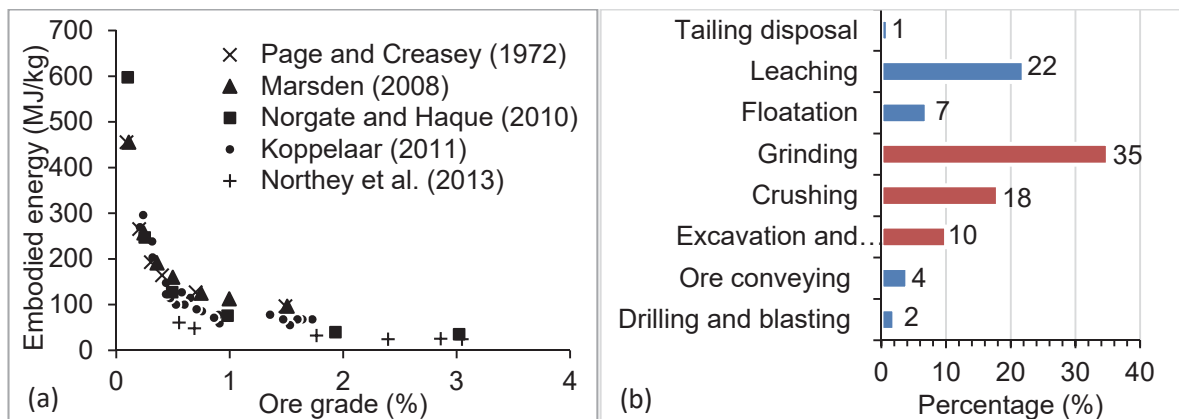


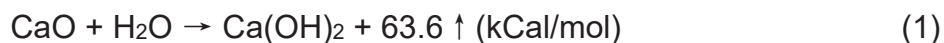
Fig. 1: Energy consumption (a) with declining ore grade and (b) energy expenditure in mining operations (Stadler, A. & Boucaut, S. 2015)

However, the efficiency of ISR is reliant on the permeability of the host rock and ISR in impervious host rocks requires permeability enhancement by artificial fracture stimulation. Current practices for preconditioning include blasting (McCarter 1996) and hydraulic fracturing (He et al. 2016) both of which have detrimental effects on the ISR process. Blasting produces localized fractures that are difficult to control with large variability of fragment size (Saharan et al. 2006). On the other hand, hydraulic fracturing mainly generates a single uncontrolled fracture. This is suboptimal for ISR as the

risk of groundwater contamination from the leaching solution increases if preconditioning is uncontrolled. From an environmental point of view, hydraulic fracturing requires a large amount of fracturing fluid, which could potentially leak off to surrounding aquifers. Therefore, any artificial fracture stimulation method for enhanced ISR must be able to initiate a controllable and localized fracture network in the host rock.

1.2 Preconditioning using Soundless Cracking Demolition Agents

SCDA also known as soundless cracking agents, expansive demolition agents, and non-explosive demolition agents, are used for static rock fracturing. The material used in the soundless cracking is a cementitious powdery substance predominantly consisting of Calcium oxide. When hydrated, SCDA solidifies and expands volumetrically through the formation of Calcium Hydroxide (Eq. 1). When the Ca(OH)_2 crystal growth is restrained inside a borehole, it exerts an outward thrusting pressure known as crystal growth pressure ΔP , given by $\Delta P = RT/V_m \ln(a_s/a_o)$, where V_m is the molar volume of the Ca(OH)_2 crystal, R is the gas constant, T is the absolute temperature, a_s and a_o are the mean activity of the supersaturated and saturated solutions in the aqueous slurry respectively. This expansion is explained by the Spherical expansion model for Ca(OH)_2 , where an expansive pressure is exerted in the surrounding body when the volumetric expansion of Ca(OH)_2 is re-restrained (Ish-Shalom & Bentur, 1975).



During the fracturing process, SCDA is mixed with water (30 % by weight of SCDA) to form a slurry and injected into the pre-drilled holes in the rock. The subsequent exothermic reaction allows the material to volumetrically expand over several hours. Under the confinement in a borehole, the volumetric expansion generates an expansive pressure and initiates fractures around the vicinity of the borehole when it exceeds the tensile strength of the rock (Fig.2). Initiation of a fracture indicates a release of confinement of the rock and a resulting drop in expansive pressure can be observed. The idealized pressure plot in Figure. 4b shows that the expansive pressure P exceeds the tensile strength of the rock at t_0 which initiates the first crack caused by SCDA expansion. The fracture is only propagated when the tensile stress is further increased by SCDA expansion. The slow energy releasing mechanism and the corresponding controlled fracture initiation and growth mean that stable and quasi-static crack growth can be maintained during the fracturing process. In the grain scale, both transgranular(TG) and intergranular (IG) fractures can be expected to initiate around the SCDA injection well.

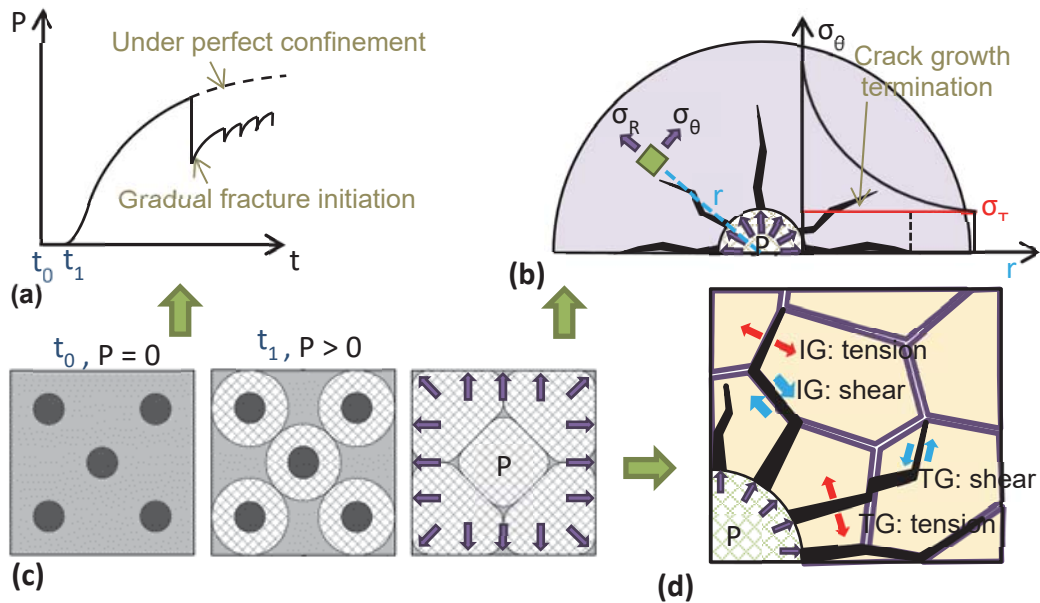


Fig. 2: SCDA charged fracture initiation, propagation and termination

The application of SCDA in underground conditions has been widely avoided due to the inability of SCDA to fracture rock in underwater conditions and its slower expansive pressure generation. A modified Patented SCDA that can be used for subsurface rock pre-conditioning applications under submerged conditions is presented in this paper to address this issue. Next, the fracturing potential of the modified SCDA is investigated both experimentally and numerically. Finally, the fracturing potential and the resultant permeability improvement of SCDA are compared against hydraulic fracturing in laboratory conditions.

2 A modified SCDA for rock preconditioning

The basic SCDA was modified to incorporate hydrophobicity and fluidity considering the potential application range of the technology. This was achieved by a three-step process involving the precise inclusion of additives to SCDA. 1) A viscosifier (VEA-Viscosity enhancing agent) in the form of welan gum, an anionic exopolysaccharide to introduce hydrophobic properties to SCDA. 2) A high-range water reducer (HRWR) in the form of Sodium naphthalene formaldehyde sulphonate to increase the fluidity of SCDA without increasing the water content. 3) A chemical accelerator in the form of anhydrous calcium chloride (CaCl_2) to alter/increase the reaction rate of SCDA.

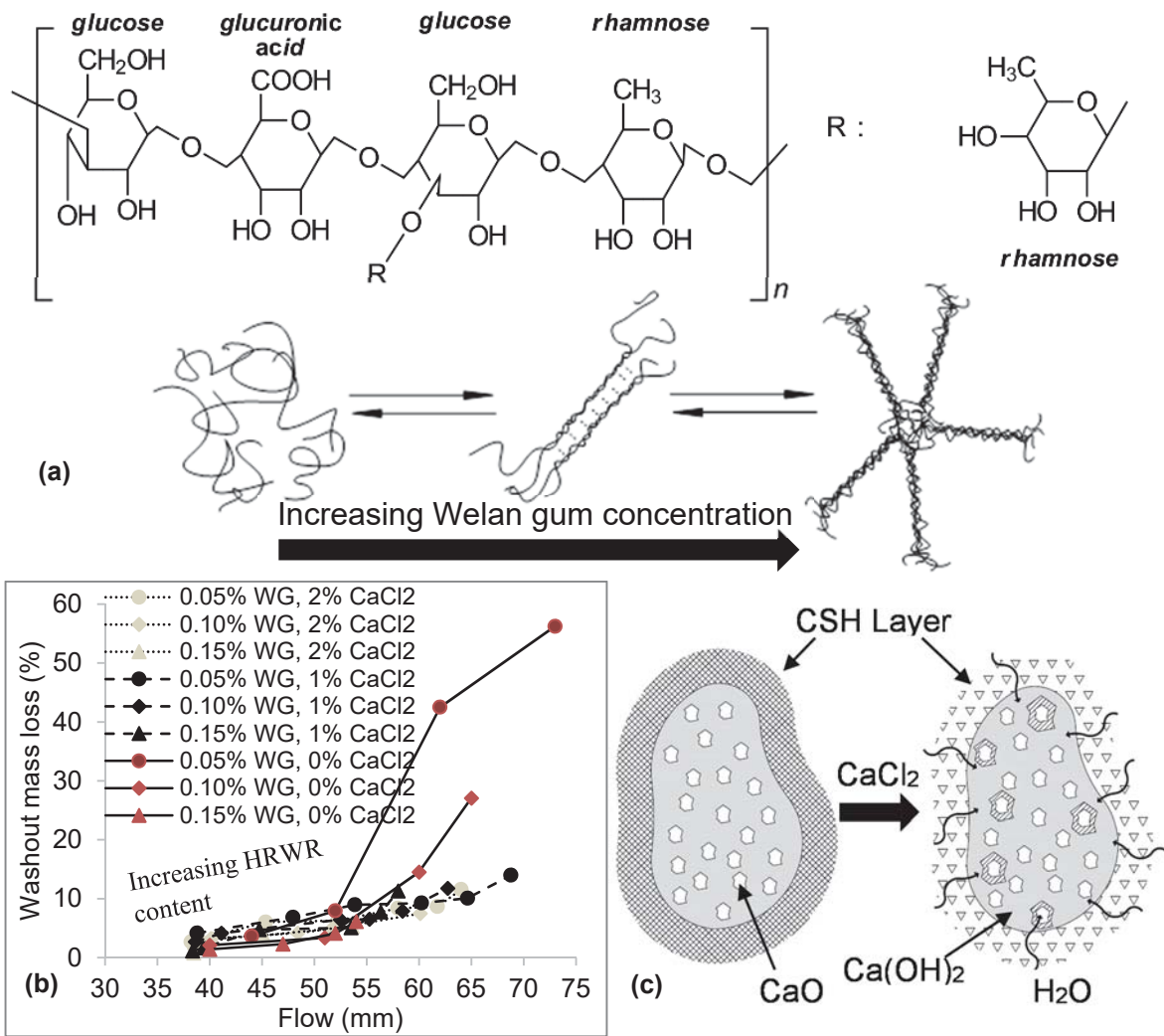


Fig. 3: Modification of SCDA, (a) welan gum molecular structure and intertwinement, (b) SCDA fluidity/flow (mini-slump cone spread) and hydrophobicity (washout mass loss) comparison, and (c) effects of CaCl₂ in SCDA hydration

Welan gum is a long-chained biopolymer produced by a controlled submerged fermentation using *Alcaligenes* ATCC 31555 microorganism species (Kaur et al., 2014). It adheres to water molecules in the slurry and intertwines with adjacent molecules at sufficiently high concentrations. Adding 0.15% (w/w) welan gum to the mixing water decreased the washout mass loss of SCDA from 36% to 2% (improved hydrophobicity). However, the adsorption of carboxyl (-COOH) and hydroxyl (-OH) groups in welan gum (Fig.3a) to SCDA particles decelerate the onset of expansive pressure by 400 % and the intertwinement of molecules (Fig.3a) reduces the fluidity (flow) of SCDA by 60 %. The fluidity degradation of SCDA was mitigated with the addition of HRWR (by 1 % to 2 %). The electrostatic repulsion forces created by the HRWR maintain fluidity in the SCDA slurry. The retardation caused by welan gum was adjusted by adding anhydrous calcium chloride (by 1 % - 2 %), which increased the reaction rate of SCDA without altering the hydration products. The Cl⁻ ions introduced by CaCl₂ accelerate the reaction rate by creating voids in the Calcium Silicate Hydrate (CSH) gel diffusion barrier that forms around SCDA particles during hydration. This process provides access for water molecules to unhydrated SCDA particles in the system which accelerates the reaction process (Fig.3c).

3 Numerical simulation of SCDA charged fracturing in sandstone

Following the modification, the fracturing performance of SCDA was evaluated using the Discrete Element Method. The initial numerical simulations were performed using the general-purpose discrete element modelling software, particle flow code 3D (PFC3D) to mimic fracturing in Sandstone. The effects of porosity and stress anisotropy on the fracturing potential of SCDA in the grain scale were simulated using the grain-based modelling (GBM) approach in 3D Distinct element code (3DEC). The numerical tool was developed to predict and accurately capture the fracturing process during SCDA charging.

The initial numerical assembly produced in PFC3D represents a homogeneous coarse-grained silicate cemented Hawkesbury sandstone, obtained from the Sydney basin in Australia. The flat-jointed contact model in PFC3D (Itasca, 2014) was used to simulate the rock. The contact properties were assigned in the model assuming a homogeneous matrix. A comparison of the experimental and numerical macro strength properties for the calibrated PFC model against laboratory UCS and BTS tests is shown in Table 1. This numerical assembly was used for the initial investigations of SCDA charged fracture propagation.

Table 1. Comparison of experimental and numerical strength results of PFC3D model

Micromechanical properties Parameters	Calibration results				
	Val.	Parameter	Exp.	Num.	Error %
Bonded contact E. modulus, \bar{E} (GPa)	5.9	UCS (MPa)	61.97	63.80	2.95
Bonded contact k-ratio (\bar{k}_n / \bar{k}_s)	0.86	E mod. (GPa)	7.77	7.85	1.03
Bonded contact Tensile strength (MPa)	5.0	Strain at failure	0.008	0.0086	2.38
Bonded contact cohesion, C (MPa)	21.0	BTS (MPa)	3.94	3.89	1.27
Bonded contact friction angle, ϕ (°)	40				
Interface elements, on contact	3				
Unbonded contact E. modulus (GPa)	1.5				
Unbonded contact k-ratio (k_n/k_s)	3.0				
Unbonded contact friction coefficient, μ	0.1				

A cylindrical numerical rock assembly with 18064 bonded spherical particles (2.5mm - 3.0mm dia.) was produced by packing in a vessel (54 mm diameter and 108 mm height). A 5mm diameter injection well was simulated in the centre of the cylinder and the particles around the injection well were scaled by a factor of 0.6 to minimize the size effect on fracture initiation. The expansion caused by SCDA in the injection well was simulated using a servo-controlled rigid cylinder where the wall diameter of the cylinder was set to increase radially. The expansive pressure generated within the borehole was measured by dividing the sum of contact forces acting on the inner wall by the contact area of the borehole. Two top and bottom flat plates, and the outer walls of the vessel were also servo-controlled to apply a constant stress acting on the particle assembly. This method of simulation allowed the expansive pressure developed within an injection hole to be monitored with fracture propagation as shown in Fig.4a under zero confinement.

The expansive pressure development within the borehole could be idealized as a staggered pattern of minor pressure drops near peak expansive pressure due to the stress release during fracture propagation around the pressurized borehole (Dowding and

Labuz, 1983), which was accurately captured in the model at peak expansive pressure (Fig. 4a). As the expansive pressure increased, the tensile stresses caused radial fracture propagation. Fracture propagation to the specimen edge leads to an abrupt drop in the expansive pressure causing the specimen to split. Experimentally observed fracture propagation obtained from intermittently scanning the specimen during the fracturing process using X-Ray computed tomography (X-Ray CT) at the Australian Synchrotron imaging and medical beam-line is also shown in Fig.4d for comparison.

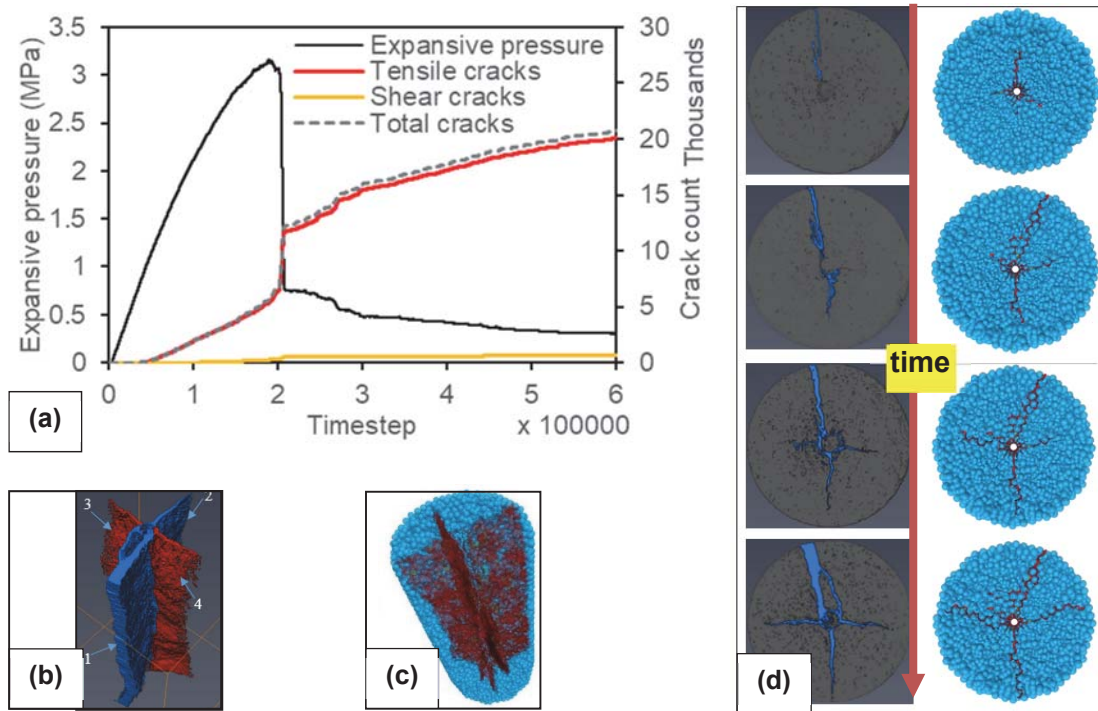


Fig. 4: (a) Expansive pressure development in the injection well with fracture propagation, final fracture pattern of the rock specimen (b) CT reconstruction, (c) numerical simulation, and (d) fracture evolution during SCDA charging, experimental (left) and numerical (right).

4 SCDA charging under isotropic confinement

4.1 The effect of confining pressure

Following the initial SCDA fracture simulations in PFC3D, fracturing experiments were conducted on sandstone specimens under isotropic confining pressures. The lateral restraint against crack growth provided by large confining pressures results in the development of higher peak expansive pressures with increasing confinement. Furthermore, with increasing confining pressure, the failure mode of the specimen transitions from a tensile to mixed tensile and shear failure (De Silva et al. 2018). This is due to the confining pressure increase around the borehole; the stress state changes from pure tensile to a mixed tensile and compressive stress state. The greater resistance for crack growth with increasing confinement tends to initiate additional fractures around the borehole during SCDA charging as opposed to the crack extension. This phenomenon is particularly useful in deep host-rock formations, where fracture density around the injection well takes precedence over the extent of a single fracture.

The fracture patterns observed for specimens fractured under different confining pressures are shown in Figure 5a. As discussed, the experimental fracture observations

indicate an increase in the fracture density and decrease in the fracture tortuosity around the injection well with increasing confining pressure (Figs. 5b and c).

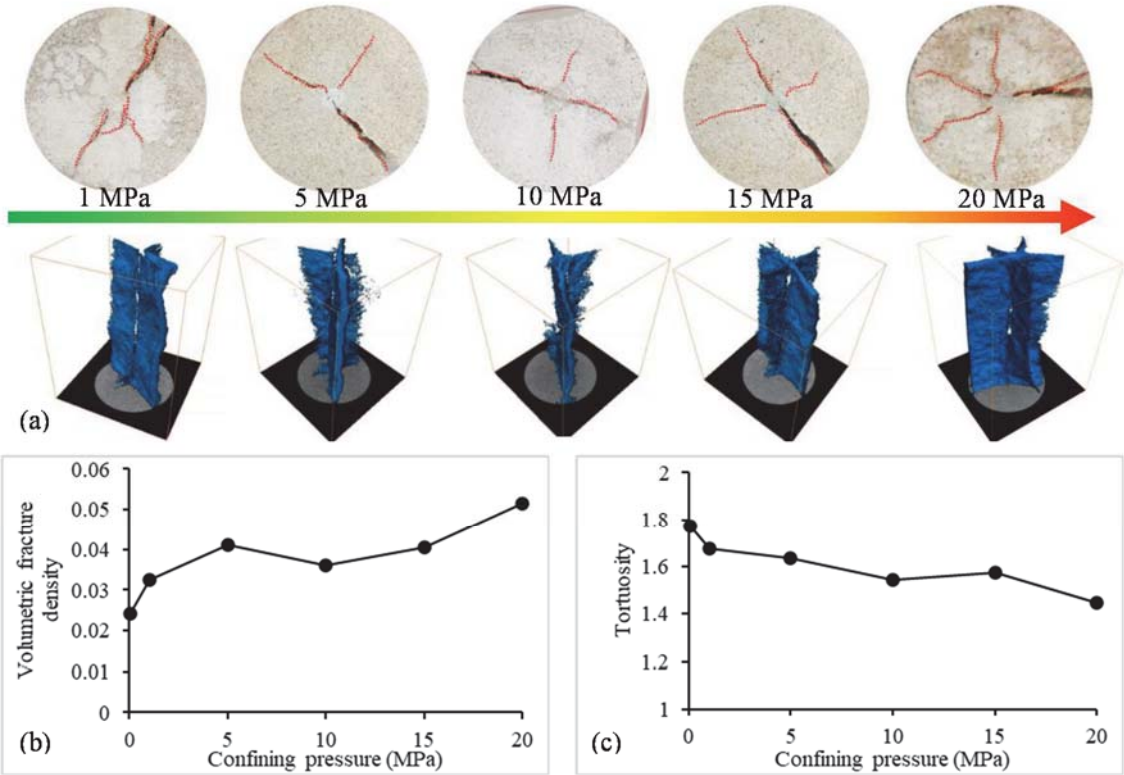


Fig. 5: SCDA charged fracturing (a) with increasing confining pressure, (b) fracture density and (c) tortuosity

4.2 A comparison of hydraulic fracturing and SCDA charging

The fracturing performance of SCDA was evaluated against hydraulic fracturing in the laboratory by considering the number of fractures initiated around an injection well. Two identical specimens (54 mm dia. And 108 mm height) were fractured in the laboratory using hydraulic fracturing and SCDA charging at a confining stress of 5 MPa and an axial stress of 20 MPa. The isolated fracture network details of each of the specimens obtained by CT scanning are shown in Figure 6 and Table 2. The fracture growth direction in hydraulic fracturing is dictated by the rock mass heterogeneity and stress anisotropy. This was evident in the experimental observations. First, the fracture initiated parallel to the injection well (in the direction of the major principal stress) and then branched out perpendicular to the initial direction in a plane parallel to the bedding layers of the specimen (Fig. 6a). Consequently, a continuous fracture spanning across the entire length of the specimen was not attainable. Fracture propagation in toughness dominant hydraulic fracturing results when the fluid pressure at the crack tip exceeds the toughness of the rock. When a weaker plane such as bedding layers exists in the fracture path, the fractures tend to propagate in the direction of the weaker plane and result in fluid leak off preventing further crack propagation. Although horizontal fracture propagation is unlikely due to the stress conditions in this experiment, the presence of faults or weaker planes (bedding in this case) altered the direction of fracturing (Hossain et al. 2000).

On the other hand, SCDA charging introduces multiple radial fractures initiating from the borehole, irrespective of material heterogeneity due to the nature of pressure exertion described in section 1.2. Four major fractures were identified in the SCDA charged specimen. Out of the four fractures in the SCDA charged specimen, fracture 1 and 2 are continuous fractures and fracture 3 and 4 are connected fractures spanning the entire length of the specimen.

Table 2. fracture details

		HF	SCDA
Fracture volume fraction		0.006	0.061
Tortuosity		5.83	1.26
Avg. fracture length (mm)	1	30.6	108
	2	23.73	108
	3	-	78.67
	4	-	29.33

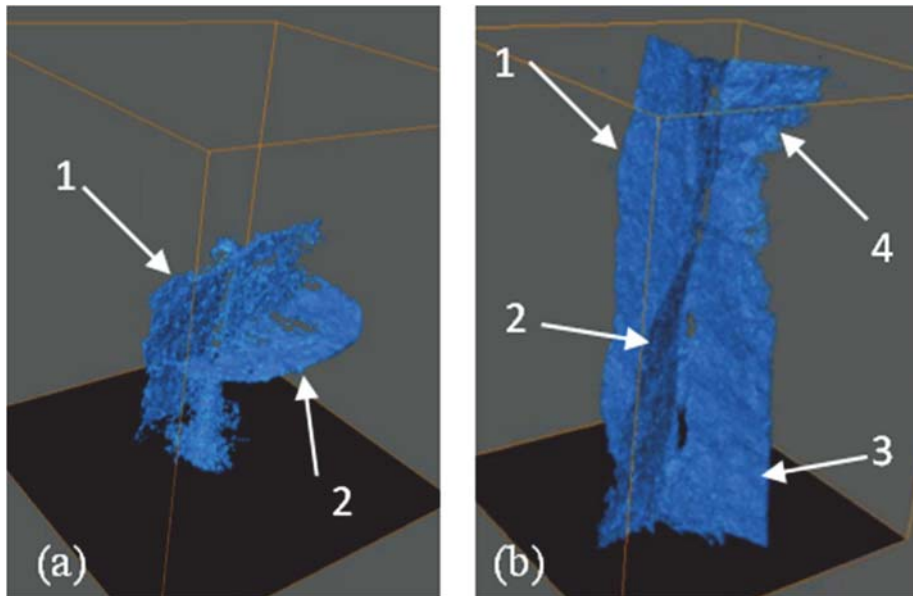


Fig. 6: fracture networks (a) hydraulic fracturing, and (b) SCDA charging

5 Fracture permeability

Due to the nature of the hydraulic fracture in the experiment (Fig. 6), the specimen permeability was dictated by the rock matrix permeability of $7.6 \times 10^{-20} \text{ m}^2$ (a flow rate of $3.2 \times 10^{-4} \text{ ml/s}$) for water at the confinement of 30 MPa and an injection pressure of 6 MPa. Fig.7 shows the flow rate variation with injection pressure at different confining pressures for the SCDA-charged specimen. At high confining pressures (20 – 30 MPa), a linear correlation was observed in the fracture flow and the cubic law was used to calculate an average hydraulic aperture for the fracture flow in SCDA charged specimen. Fig.7b shows the variation of the pressure gradient across the SCDA charged specimen with flow velocity, which is represented by a second-order polynomial. Therefore, Forchheimer's equation was used to calculate the Darcian and the non-Darcian permeability components of the fluid flow in the SCDA charged fracture.

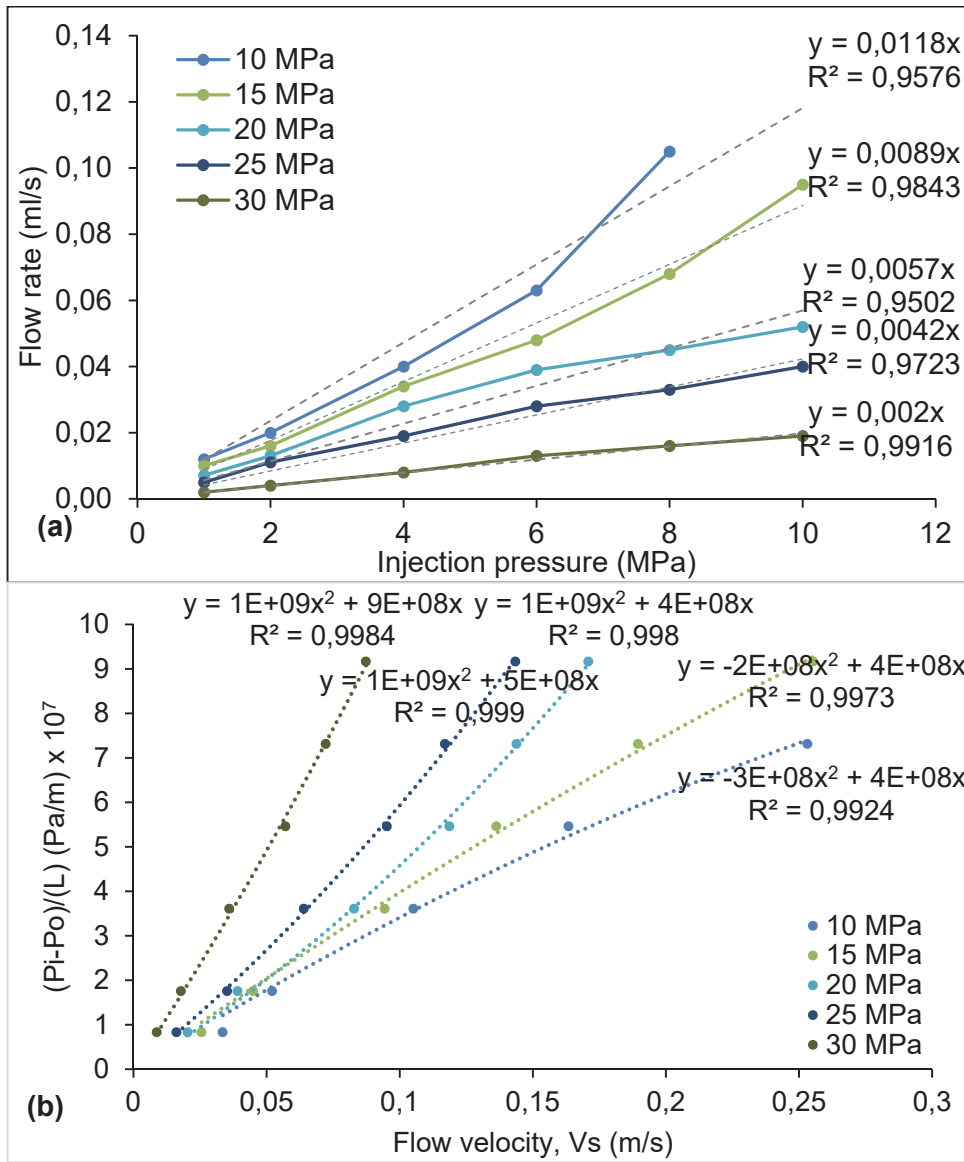


Fig. 7: Fracture flow permeability in SCDA charged specimen. (a) flow rate variation with injection pressure and (b) pressure gradient with flow velocity

$$(P_i - P_o) / L = \mu/k_1.v_s + \rho/k_2.v_s^2 \quad (2)$$

In Eq.2, P_i and P_o are the inlet and outlet pressures of the specimen, L is the fracture length, v_s is the fluid velocity, μ is the fluid viscosity, and ρ is the fluid density. k_1 and k_2 are termed as Darcian and non-Darcian permeabilities of the material. Here, the $\mu/k_1.v_s$ component represents the frictional flow resistance between fluid layers and the $\rho/k_2.v_s^2$ component represents the inertial and turbulence contributions (Innocentini et al., 1999). The experimental results indicate, that SCDA charging improves the specimen permeability from $7.6 \times 10^{-20} \text{ m}^2$ ($7.7e-5 \text{ mD}$) intact rock matrix permeability to a fracture flow permeability of $9.79 \times 10^{-13} \text{ m}^2$ (992 mD) at 30 MPa confining pressure.

6 Conclusion

This paper presents a new technology for host-rock preconditioning in In-Situ Leaching mining applications using Soundless Cracking Demolition Agents (SCDAs). First, the study involves the development of a patented (US Patent No. 10836955) hydrophobic

slow energy releasing SCDA compound which can be used for deep rock fracture initiation applications under submerged conditions. Next, a DEM-based numerical tool is presented to simulate the slow energy releasing fracturing process of SCDA that was used to understand the underlying mechanics of SCDA charged charging. Following the numerical model development, a series of laboratory experiments were carried out to investigate the fracturing performance of SCDA under different confining pressures. Finally, the fracturing performance near the injection well and the resultant permeability improvement following SCDA charging was investigated and compared against the existing method of hydraulic fracturing in a series of laboratory experiments. Based on the results of this study the following key conclusions can be drawn:

- The patented SCDA improves hydrophobicity by 79 % compared to generic SCDAs and the onset of expansive pressure development is improved by 52 %. The expansive pressure development rate is further improved by 45 %. This allows SCDA to be pumped into deep geological formations and initiate controlled fractures.
- The DEM-based numerical model successfully simulates the expansive pressure development inside an SCDA injected borehole and the subsequent radial fracture propagation, which were validated by experimental studies.
- Increasing the confining pressure of the surrounding rock causes the SCDA fracturing mode to transition from a tensile to a shear dominant mixed tensile-shear failure. Laboratory experiments conducted on specimens under large confining pressures (up to 20 MPa) indicate SCDA charging produces multiple radial fractures around an injection well.
- Compared to fracture stimulation using pure hydrofracking at the near vicinity of the injection well, SCDA charging creates multi-directional fractures around an injection well independent of rock mass heterogeneity.

7 References

Dowding, C.H. & Labuz, J.F., 1983. Closure to “fracturing of rock with expansive cement” by Charles H. Dowding and Joseph F. Labuz (October, 1982). *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(9), pp.1208-1209.

De Silva, V.R.S., Ranjith, P.G., Perera, M.S.A., Wu, B. & Wanniarachchi, W.A.M., 2018. A low energy rock fragmentation technique for in-situ leaching. *Journal of Cleaner Production*, 204, pp.586-606.

He, Q., Suorineni, F.T. & Oh, J., 2016. Review of hydraulic fracturing for preconditioning in cave mining. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(12), pp.4893-4910.

Holmberg, K., Kivikytö-Reponen, P., Härkisaari, P., Valtonen, K. & Erdemir, A., 2017. Global energy consumption due to friction and wear in the mining industry. *Tribology International*, 115, pp.116-139.

Innocentini, M.D., Salvini, V.R., Pandolfelli, V.C. and Coury, J.R., 1999. Assessment of Forchheimer's equation to predict the permeability of ceramic foams. *Journal of the American Ceramic Society*, 82(7), pp.1945-1948.

Ish-Shalom, M. & Bentur, A., 1975. Properties of type K expansive cement of pure components III. Hydration of pure expansive component under varying restraining conditions. *Cement and Concrete Research*, 5(2), pp.139-152.

Itasca (2014) PFC 5.0 Documentation. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis, MN, USA.

- Kaur, V., Bera, M.B., Panesar, P.S., Kumar, H. & Kennedy, J. 2014. Welan gum: microbial production, characterization, and applications. *International journal of biological macromolecules*, 65, 454-461.
- Laefer, D.F., Ambrozevitch-Cooper, N., Huynh, M.P., Midgette, J., Ceribasi, S. & Wortman, J., 2010. Expansive fracture agent behaviour for concrete cracking. *Magazine of concrete research*, 62(6), pp.443-452.
- McCarter, M.K., 1996. Effect of blast preconditioning on comminution for selected rock types (No. CONF-960234-). International Society of Explosives Engineers, Cleveland, OH (United States).
- Hossain, M.M., Rahman, M.K. & Rahman, S.S., 2000. Hydraulic fracture initiation and propagation: roles of wellbore trajectory, perforation and stress regimes. *Journal of petroleum science and engineering*, 27(3-4), pp.129-149.
- Saharan, M.R., Mitri, H.S., & Jethwa, J.L., 2006. Rock fracturing by explosive energy: review of state-of-the-art. *Fragblast*, vol. 10, pp. 61-81
- Northey, S., Haque, N. & Mudd, G., 2013. Using sustainability reporting to assess the environmental footprint of copper mining. *Journal of Cleaner Production*, 40, pp.118-128.
- Rötzer, N. & Schmidt, M., 2018. Decreasing metal ore grades—is the fear of resource depletion justified? *Resources*, 7(4), p.88.
- Stadler, A. & Boucaut, S., 2015. Unlocking the energy productivity value proposition. *AusIMM Bulletin*, (Aug 2015), pp.52-55.
- Watari, T., Northey, S., Giurco, D., Hata, S., Yokoi, R., Nansai, K. & Nakajima, K., 2022. Global copper cycles and greenhouse gas emissions in a 1.5° C world. *Resources, Conservation and Recycling*, 179, p.106118.

Renovation of the Gräveneck and Villmar tunnels – From the exploratory measure to the BIM technical model of the building site

**Erneuerung Tunnel Gräveneck und Villmar –
Von der Erkundungsmaßnahme bis zum BIM-Fachmodell Baugrund**

F. Züchner, Daniel Belz, Kevin Schwabe

Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH
Rosi-Wolfstein-Straße 6, D - 58453 Witten

Abstract

DB Netz AG is the largest operator of rail infrastructure in Germany. The oldest structures in the rail network were put into operation more than 180 years ago. With constantly advancing development and digitalization, the requirements for the existing buildings from the early days are also changing, some of which no longer correspond to the current state of the art. The efforts of DB Netz AG to examine the condition of the existing tunnels and, depending on the urgency, to carry out a refurbishment, partial or complete renewal are correspondingly high. The Dr. Spang GmbH was commissioned to create an exploration concept for the Gräveneck and Villmar tunnels in the Lahn valley, to accompany and coordinate this during execution and then to compile the results in a geotechnical report. In addition, the project is to be processed using the "Building Information Modelling" method (BIM method) and a subsoil and building model is to be created. The following article shows the way from the exploration concept to the execution and evaluation to the finished 3D model and explains what opportunities and added value can be derived from it.

Zusammenfassung

Die DB Netz AG ist der größte Betreiber von Schieneninfrastruktur in Deutschland. Die ältesten Bauwerke im Schienennetz wurden bereits vor über 180 Jahren in Betrieb genommen. Mit stetig voranschreitender Entwicklung und Digitalisierung ändern sich auch die Anforderungen an die Bestandsbauwerke aus der Gründerzeit, die zum Teil nicht mehr dem heutigen Stand der Technik entsprechen. Entsprechend hoch sind derzeit die Bestrebungen der DB Netz AG, die Bestandstunnel auf ihren Zustand hin zu untersuchen und je nach Dringlichkeit einer Sanierung, Teil- oder Vollerneuerung zuzuführen. Die Dr. Spang GmbH wurde damit beauftragt, für die Tunnel Gräveneck und Villmar im Lahntal ein Erkundungskonzept zu erstellen, dieses während der Ausführung zu begleiten und zu koordinieren und im Nachgang die Ergebnisse in einem geotechnischen Bericht zusammenzuführen. Zusätzlich soll das Projekt mit der „Building Information Modelling“ – Methode (BIM-Methode) bearbeitet werden und ein Baugrund- und Bauwerksmodell erstellt werden. Der nachfolgende Artikel zeigt den Weg vom Erkundungskonzept über die Ausführung und die Auswertung bis hin zum fertigen 3D-Modell und legt dar, welche Chancen und Mehrwerte sich daraus ableiten lassen.

1 Aufgabenstellung / Projektbeschreibung

1.1 Veranlassung / Sanierungsbedarf DB

Das Schienennetz der DB Netz AG beinhaltet derzeit 747 Tunnel in geschlossener und offener Bauweise mit einer Gesamtlänge von ca. 596 km [1] Davon wurden 382 Tunnel mit einer Gesamtlänge von ca. 149 km vor dem Jahr 1980 in Betrieb genommen [2]. In der Nachkriegszeit wurden aufgrund der wirtschaftlichen Situation nur wenige Eisenbahntunnel aufgefahren, weshalb der Großteil dieser 382 Tunnel während der Gründerzeit in den Jahren zwischen 1840 und 1920 erbaut wurde. Bereits seit mehreren Jahren laufen Untersuchungen und Planungen, um die nicht mehr dem heutigen Stand der Technik entsprechenden und auch zum Teil umfangreich beschädigten Bauwerke zu sanieren und teilweise oder gänzlich zu erneuern. Um die Verfügbarkeit des Streckennetzes langfristig zu gewährleisten, ist es wichtig, die Bestandsstrecken und -bauwerke dem heutigen Sicherheits- und Technikstandard zuzuführen.

1.1.1 Projektbeschreibung

Die DB Netz AG Frankfurt plant die Erneuerung des auf der DB-Strecke 3710 Wetzlar – Koblenz im Streckenabschnitt zwischen dem Haltepunkt Gräveneck und dem Haltepunkt Fürfurt liegenden Tunnels Gräveneck sowie des auf gleicher Strecke zwischen dem Haltepunkt Arfurt und dem Haltepunkt Villmar liegenden Tunnels Villmar. Der Tunnel Gräveneck erstreckt sich über eine Länge von 127 m, weist eine maximale Überdeckung von ca. 30 m auf und befindet sich im Abschnitt von Bahnkilometer 29,325 bis 29,452 zwischen dem Ortsteil Gräveneck der Gemeinde Weinbach und der Lahn. Der zwischen Bahnkilometer 40,726 und 40,954 befindliche Tunnel Villmar weist eine Länge von 228 m auf und besitzt eine Überdeckung von bis zu 38 m. Er befindet sich ca. 800 m nördlich des Bahnhofs Villmar.

Die Tunnel Gräveneck und Villmar wurden in den Jahren 1860 bis 1862 bergmännisch errichtet. Aufgrund des fortgeschrittenen Alters weisen beide Tunnel trotz mehrfacher Sanierung umfangreiche Schadensbilder in Form von Hohlstellen, Nass- und Feuchtstellen, Abplatzungen, Rissen und freiliegender Bewehrung auf. Die Betriebssicherheit ist derzeit allerdings noch gegeben. Beide Tunnel wurden mit offener Sohle hergestellt.

Die Strecke ist nicht elektrifiziert und wird durchgängig zweigleisig betrieben. Der vorhandene Gleisabstand von lediglich 3,50 m entspricht nicht den Anforderungen des heute gültigen Regelwerks (Gleisabstand 4,00 m) und die vorhandenen Tunnelquerschnitte sind wesentlich kleiner als die gemäß den heute gültigen Regelwerken erforderlichen Querschnitte.

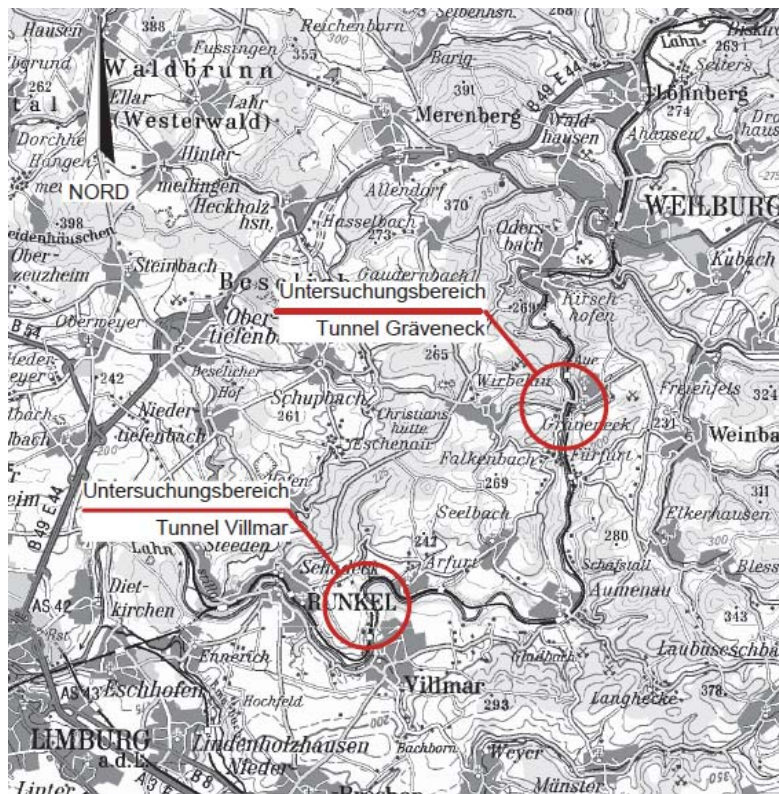


Fig. 1: Übersichtslageplan des Untersuchungsgebietes mit den Tunneln Villmar und Gräveneck

Der Tunnel Gräveneck kommt über die gesamte Länge im aus Diabas (Schalstein) bestehenden Festgestein des Mitteldevon zu liegen. Oberhalb des Tunnels sind an der Geländeoberfläche quartäre Deckschichten in Form von Hanglehm/Hangschutt ausgebildet. Zu dieser Schicht wird nachfolgend auch die an der Oberfläche des Felses ausgebildete Verwitterungszone gerechnet. Zuoberst stehen Auffüllungen von der Burg Gräveneck an, welche bei der Einebnung der ehemaligen Burganlage und dem Herrichten des vorhandenen Gartens aufgetragen wurden.

Am Nordportal des Tunnels wurde ein längerer Abschnitt in offener Bauweise errichtet. Die Überschüttung des Tunnels besteht aus Gesteinsbruchstücken und Boden.

Die Aufschüttungen der Dammkörper der an den Tunnel anschließenden Bahndämme bestehen aus gemischtkörnigem Boden. Die unter dem nördlich des Tunnels liegenden Bahndamm anstehenden quartären Talablagerungen werden aus fluviatilen Sedimenten in Form von Flusssanden und Kiesen gebildet.

Der Tunnel Villmar kommt über die gesamte Länge im aus Schalstein (Diabastuff) bestehenden Festgestein des Oberen Mitteldevon zu liegen. Oberhalb des Tunnels sind an der Geländeoberfläche quartäre Deckschichten in Form von Hanglehm/Hangschutt, verzahnt mit fluviatilen Terrassenablagerungen ausgebildet.

Am Südportal des Tunnels wurde ein längerer Abschnitt in offener Bauweise errichtet. Die Überschüttung des Tunnels besteht aus Gesteinsbruchstücken und Boden. Auch am Nordportal gibt es einen entsprechenden überschütteten Abschnitt, welcher aber nur vergleichsweise kurz ist.

Die Dr. Spang GmbH wurde im Jahr 2019 mit der Aufstellung eines Erkundungskonzepts, der Ausschreibung und der Begleitung der Bohr- und Erkundungsmaßnahmen

sowie der Erstellung eines geotechnischen Gutachtens beauftragt. Zudem sollten die gewonnenen Daten in ein zu erstellendes 3D-Baugrundmodell mit der BIM-Methodik implementiert werden.

2 Aufstellen des Erkundungskonzepts

2.1 Erkundungskonzept

Das Erkundungskonzept für die Tunnel Gräveneck und Villmar war im Grundsatz recht ähnlich, da beide Tunnel vergleichbare Rahmenbedingungen aufweisen. So sind beide Tunnel von ca. gleicher Länge, wurden zur selben Zeit aufgeföhren und sind auch von den geologischen Verhältnissen weitestgehend identisch. Darauf aufbauend konnte für beide Tunnel ein ähnliches Erkundungskonzept erstellt werden. Das Erkundungskonzept sah zum einen gleisgebundene Bohrungen vor und zum anderen Bohrungen von der Geländeoberfläche. Die gleisgebundenen Bohrungen waren für die radial, in verschiedenen Querschnitten angelegten Bohrungen aus dem Tunnel heraus notwendig. Für die radialen Bohrungen aus den Tunneln heraus wurden Kamerabefahrungen vorgesehen, um die Bauwerkssubstanz, die Hinterfüllung und den Übergang zwischen Bauwerk und Gebirge möglichst detailliert betrachten zu können. Die gleisgebundenen Bohrungen wurden mit zwei Bohrgeräten von einem Arbeitszug aus in Nachtsperrpausen durchgeführt. Aufgrund des eng getakteten Zeitplans der Erkundung musste das Bohrkonzept sehr intensiv mit der ausführenden Bohrfirma abgestimmt werden. Fig. 2 zeigt schematisch die Anordnung der Bohrungen in den Erkundungsquerschnitten des Tunnelns.

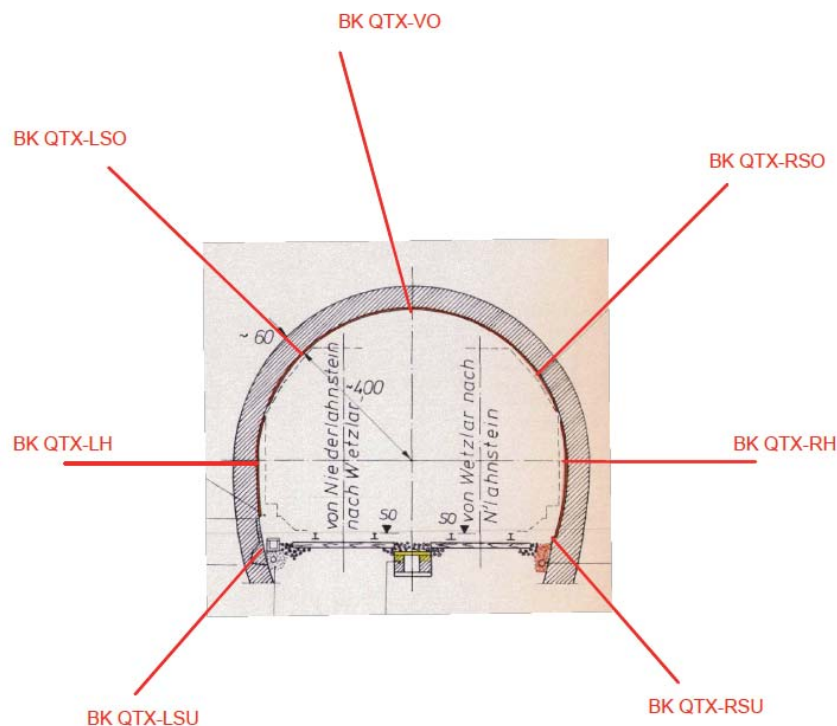


Fig. 2: Schematische Anordnung der gleisgebundenen, untertägigen Erkundungsbohrungen

Die Bohrungen von der Geländeoberfläche wurden in Nähe der jeweiligen Trassierung mit Abständen zwischen 10 und 20 m gesetzt und reichen bis ca. 10 m unter Schienenoberkante. Dadurch wird eine ausreichende Erkundungstiefe im Bereich des Tunnelgewährleistet. Die Erkundungsbohrungen von der Geländeoberfläche wurden zudem so ausgeschrieben, dass bei Antreffen von Grundwasser der Ausbau zu einer

Grundwassermessstelle erfolgen soll. Die Bohrungen von der GOF aus wurden mit hierfür üblichen Bohrgeräten ausgeführt.

Als Feldversuche im Bohrloch wurden Bohrlochaufweitungsversuche, WD-Tests sowie optisch-/ akustische Bohrlochbefahrungen (ETIBS) durchgeführt. Die Bohrlochaufweitungsversuche wurden mittels der Dilatometersonde und dem Ettliger Seitendruckgerät durchgeführt. Die ETIBS-Befahrung wurde zur Ermittlung der im Projektgebiet auftretenden Kluftscharen herangezogen sowie um einen visuellen Eindruck des Baugrundes zu erlangen.

2.1.1 Erkundungskonzept Gräveneck

Das Erkundungskonzept für den Tunnel Gräveneck sah für die untertägigen Bohrungen insgesamt 4 Erkundungsquerschnitte vor. Insgesamt wurden im Tunnel 18 radiale Bohrungen angeordnet. Der Erkundungsquerschnitt QT1 liegt in einem dem Nordportal vorgelagerten Bereich, welcher in offener Bauweise errichtet wurde. Die Querschnitte QT2 und QT3 liegen im Tunnel, der Erkundungsquerschnitt QE1 wurde im südlichen Voreinschnitt in die dort befindlichen Schwergewichtsmauer links und rechts der Bahn angeordnet. In jedem Erkundungsquerschnitt sollten weiterhin je zwei Schürfe im Gleisbett durchgeführt werden, um die Lage der Felsoberkante verorten zu können. Für die Querschnitte QT1 und QE1 wurden jeweils 4 Bohrungen vorgesehen, für die Querschnitte QT2 und QT3 jeweils 7 Bohrungen. Die Gesamtlänge der Bohrungen vom Arbeitszug aus beläuft sich auf ca. 125 m.

Es wurden insgesamt 4 vertikale Bohrungen von der Geländeoberfläche ausgeführt. Die Bohrung BK 1 ca. 100 m nördlich des Tunnels im Gleis angeordnet, um den Aufbau um einen dort befindlichen Personendurchlass zu erkunden. Zusätzlich wurden am Böschungsfuß zwei Schwere Rammsondierungen (DPH) durchgeführt, um die Tiefenlage des Felses zu ermitteln. Die Bohrung BK 4 wurde ca. 20 m südlich des Tunnels ebenfalls im Gleis angeordnet, da dort ein Entwässerungsgraben die Bahntrasse kreuzt und bei der Erneuerung ebenfalls berücksichtigt werden soll.

Die Bohrungen BK 2 und BK 3 wurden entlang der Trasse angeordnet und sollen eine Endteufe von 45 bzw. 50 m unter GOF erreichen. Das entspricht einem Niveau von ca. 10 m unter SOK. In den Bohrungen BK 2 und BK 3 wurden insgesamt 5 Bohrlochaufweitungsversuche und 4 WD-Tests angeordnet. Zudem sollte für beide Bohrungen eine ETIBS-Befahrung stattfinden. Die Bohrung BK 3 war zudem optional als Grundwassermessstelle angedacht.

2.1.2 Erkundungskonzept Villmar

Am Tunnel Villmar wurden insgesamt 3 untertägige Erkundungsquerschnitte angeordnet. Diese wurden, nach Sichtung der Bestandsunterlagen, an unter anderem historisch auffälligen Tunnelbereichen angeordnet. So ergab sich nach Sichtung und Auswertung der Bestandsunterlagen, dass im Bereich des Erkundungsquerschnitt QT4 bereits mehrere umfangreiche Sanierungsarbeiten durchgeführt werden mussten, da hier ein „druckhaftes Gebirge“ vorlag und einerseits durch Verschiebungen das Mauerwerk beschädigt wurde und andererseits ein erhöhter Wasserandrang die Mauerwerksfugen zusätzlich stärker in Mitleidenschaft zog. Der Querschnitt QT5 wurde relativ mittig angeordnet, der Querschnitt QT6 im Bereich geringer Überdeckung am Südportal, da hier unter anderem der Übergang von der Offenen zur Bergmännischen Bauweise in der Herstellungsphase vermutet wurde. Wie beim Tunnel Gräveneck wurden auch hier je Querschnitt zwei Schürfe im Gleisbett angeordnet, um die Tiefenlage

des Fels zu erkunden. Beim Tunnel Villmar wurden insgesamt 21 Bohrungen vom Arbeitszug aus mit einer Gesamtlänge von ca. 123 geplant.

Übertägige Bohrungen wurden insgesamt 3 Stück angesetzt. Die Bohrung BK 5 liegt, bezogen auf die Trassierung, zwischen den Querschnitten QT4 und QT5, die Bohrung BK 6 zwischen den Querschnitten QT5 und QT6. Die Bohrung BK 7 befindet sich ca. 40 m südlich des Tunnels in einer neben der Trasse bergseitig befindlichen Böschung. Die Böschung gehört nicht zur Bahnlinie, sondern liegt auf dem Gelände eines stillgelegten Natursteinwerks. In den Bohrungen BK 5 und BK 6 wurden 2 bzw. 3 Bohrlochaufweitungsversuche sowie 1 bzw. 3 WD-Tests und je eine ETIBS-Befahrung angeordnet. Die Bohrung BK 7 sollte nur mittels ETIBS-Befahrung untersucht werden. Die Bohrung BK 6 war als optionale Grundwassermessstelle vorgesehen.

3 Durchführung der Baugrund- und Bauwerkserkundungen

3.1 Durchführung

3.1.1 Durchführung der Bohrungen Untertage

Für die Erkundungsmaßnahmen wurden insgesamt 35 Schichten veranschlagt, welche jeweils in Nachtsperrrpausen zwischen ca. 22:50 bis 05:50 Uhr stattfinden sollten. Von den 35 Schichten entfielen 19 Schichten auf den Tunnel Gräveneck und 16 Schichten auf den Tunnel Villmar. Der Auftrag wurde einer Spezialfirma erteilt, welche auf dem Gebiet der Erkundung von Bestandstunneln diverse Referenzen vorweisen kann. Die Arbeiten erfolgten mit zwei, zeitgleich arbeitenden Bohrgeräten und dazugehörigem Bedienpersonal. So konnten pro Schicht 2 Erkundungsbohrungen abgeteuft werden. Nach Abschluss der Bohrarbeiten wurden die Kamerabefahrungen durchgeführt, die Schürfe im Gleisbett hergestellt, die Bohrlöcher und Schürfe von einem Vermesser eingemessen und die Bohrlöcher anschließend fachmännisch verfüllt und verschlossen.



Fig. 3: Durchführung der horizontalen Bohrung QT4 RH mithilfe gleisgebundener Logistik

Während der Erkundungsarbeiten kam es zu keinen Verzögerungen oder Störungen des Bauablaufes, der Zeitplan konnte dank der interdisziplinären Zusammenarbeit zwischen der ausführenden Firma, der Bauüberwachung Bahn und der allzeit vor Ort anwesenden Fachbauüberwachung der Dr. Spang GmbH eingehalten werden.

3.1.2 Durchführung der Bohrungen Übertage

Die übertägigen Bohrungen wurden im selben Zeitraum durchgeführt, wie die untertägigen Bohrungen. Die Erstellung erfolgte tagsüber, ein 24-h-Betrieb war z.T. aufgrund der Nähe zur Wohnbebauung nicht möglich. Die Bohrungen BK 2 und BK 3 am Tunnel Gräveneck wurden auf einem Privatgrundstück angeordnet, die Zustimmung des Anwohners wurde unter Auflagen erfüllt. So wurde vereinbart, die Lärmemission möglichst gering zu halten und dass das Grundstück dem Ausgangszustand wieder zugeführt werden musste.

Auch die obertägigen Bohrungen wurden von der Fachbauüberwachung der Dr. Spang GmbH durchgängig betreut. Die Kernbohrungen wurden z.T. tagesaktuell in ein speziell angemietetes Bohrkernlager überführt und dort fachmännisch von einem Nachunternehmer fotografiert sowie geotechnisch von der Fachbauüberwachung aufgenommen.

3.1.3 Feldversuche

Die durchzuführenden Feldversuche in den Bohrungen wurden von der Dr. Spang GmbH je nach angetroffener Geologie festgelegt und gemeinsam mit dem ausführenden Bohrunternehmen koordiniert. Die Bohrlochaufweitungsversuche sowie die ETIBS-Befahrungen wurden vom Bohrunternehmen als Nachunternehmerleistung fremdvergeben, die WD-Tests konnten durch das Bohrunternehmen selbst durchgeführt werden. Die Versuche wurden stets im Beisein der Fachbauüberwachung durchgeführt.

Nach Abschluss der Bohrarbeiten wurde durch die Fachbauüberwachung für Bohrungen BK 3 (Tunnel Gräveneck) und BK 6 (Tunnel Villmar) festgelegt, dass diese Bohrungen als Grundwassermessstellen auszubauen sind. Die Festlegung der zu verfilternden Abschnitte erfolgte nach Auswertung der Bohrkerns sowie im Bezug auf die Lage des Bestandstunnels und den in den Bohrlöchern gemessenen Grundwasserpegel. So wurden die Filterstrecken ca. im Bereich des Tunnels bis ca. 5 m unter Tunnelsohle angeordnet. Der Grundwasserpegel liegt bei beiden Tunneln ca. auf Höhe der Tunnelsohle.

3.1.4 Probenahme

Zur Durchführung von geotechnischen und geochemischen Laboruntersuchungen der entnommenen Bohrkerns, wurden von der Dr. Spang GmbH Probenlisten erstellt, in welchen die zu entnehmenden Boden-, Fels- und Mauerwerksproben verzeichnet waren. Hierfür wurden die geotechnischen Bohrkernaufnahmen mit den Bohrkernfotos sowie der Lage der Bohrungen im Bezug zum Bauwerk ausgewertet und die Bohrkerns entsprechend ihrer Eignung für die Laborversuche eingeteilt. Zu den boden- und felsmechanischen Laborversuchen zählen unter anderem die Bestimmung des Wassergehaltes und der Dichte, einaxiale Druckversuche, Spaltzugversuche, Punktlastversuche und die Bestimmung der Abrasivität. Eine Auflistung der gesamt entnommenen Proben kann Tabelle 1 entnommen werden.

Tabelle 1: Auflistung der entnommenen Proben

Art	Tunnel Villmar	Tunnel Grävneck	Gesamt
Boden- und Felsmechanik	160	131	291
Mineralogie	8	7	15
Chemische Analysen (LAGA M20 und TR-Altschotter)	7 + 2	7 + 2	18

Die Proben wurden durch das Bohrunternehmen entnommen, verpackt und durch die Fachbauüberwachung an die entsprechenden Labore verschickt. Ein Großteil der Proben konnte im hauseigenen Labor der Dr. Spang GmbH in Witten bearbeitet werden.

4 Auswerten der Erkundungsergebnisse

4.1 Laborversuche

4.1.1 Fels- und bodenmechanische Laborversuche

Die fels- und bodenmechanischen Laborversuche dienten unter anderem dazu, das Gebirge u mit Kennwerten zu versehen und anschließend in Homogenbereiche einteilen zu können. Dazu wurden die Laborversuche statistisch ausgewertet und entsprechend bewertet. Die Bodenproben wurden – entsprechend der Anforderung der DIN 18 300 ff – auf die Korngrößenverteilung, die Dichte, die Scherfestigkeit, den Wassergehalt, die Plastizität und Konsistenz, die Lagerungsdichte, den organischen Anteil und die Bezeichnung der Bodengruppe hin untersucht und entsprechend eingeteilt.

An den Felsproben wurden ebenfalls entsprechend nach DIN 18 300 ff Laborversuche zur Ermittlung der Dichte, der einaxialen Druckfestigkeit und Abrasivität durchgeführt, um abschließend eine Einteilung des Baugrundes in Homogenbereiche vornehmen zu können. Die Trennflächen wurden anhand der Bohrkerne bzw. der ETIBS-Befahrung bewertet. Zusätzlich wurden mineralogische Untersuchungen durchgeführt. Hierzu wurde ein Speziallabor mit der Durchführung von röntgen-diffraktometrischen Untersuchungen beauftragt.

Aufgrund der ähnlichen geologischen Einheiten waren die Ergebnisse für beide Tunnel relativ vergleichbar, und die Ergebnisse entsprachen den Erwartungen für die hier vorliegenden Gesteine. Exemplarisch kann der Fig. 4 eine statistische Auswertung der Punktlastversuche entnommen werden. Hier wurde die einaxiale Druckfestigkeit nach ISRM abgeschätzt.

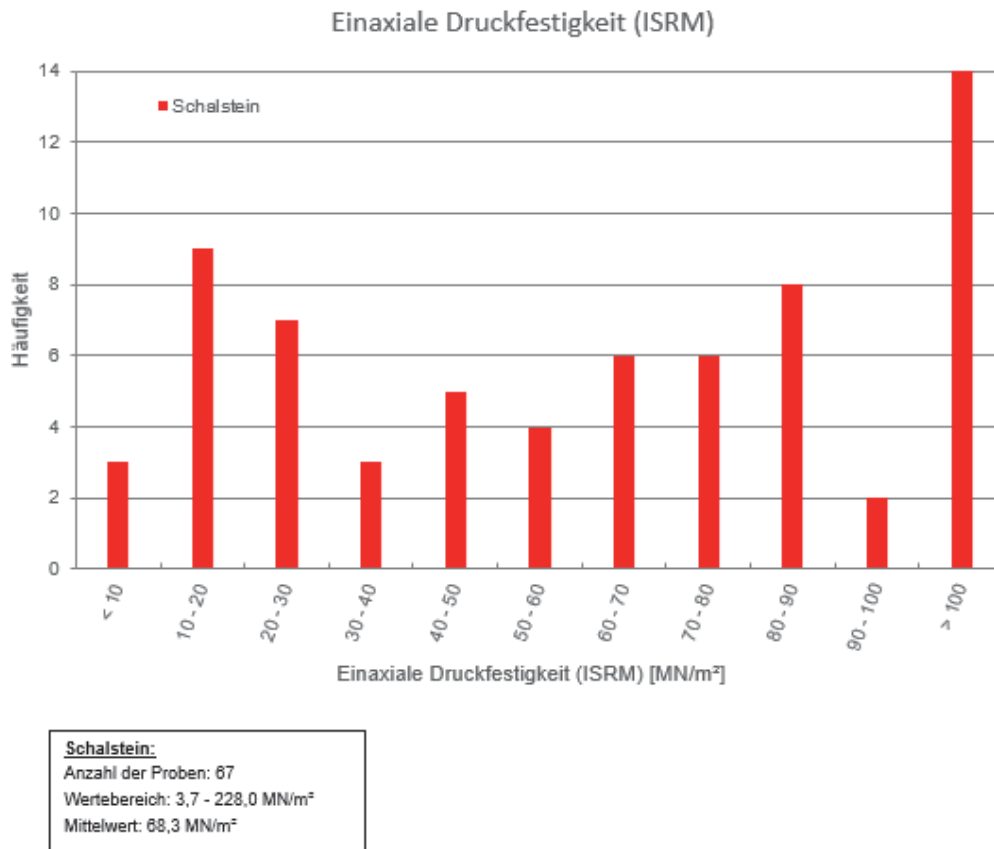


Fig. 4: Statistische Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit nach der ISRM-Methode.

4.1.2 Umwelttechnische Laborversuche

Es wurden insgesamt 18 umwelttechnische Laborversuche durchgeführt. Es wurden je Tunnel 9 Analysen durchgeführt. Da bei der Erkundung unterschiedliche Materialien angetroffen wurden, mussten die Analysen nach den entsprechenden Merkblättern analysiert werden. Für Felsproben aus dem Schalstein wurde das Merkblatt „Entsorgung von Bauabfällen“ für Hessen herangezogen und nach einer Verwendung in bodenähnlichen Anwendungen bzw. technischen Bauwerten unterschieden. Die Proben, welche dem Mauerwerk bzw. dem Bestandsbauwerk zugeordnet wurden, wurden nach LAGA M20 analysiert und eingestuft. Die Gleisschotterproben wurden nach der RIL 880.4010 und dem Merkblatt Nr. 3.4/2 (Schotter) analysiert und bewertet.

Bei der Analyse der Proben wurde festgestellt, dass der Diabas Überschreitungen bei den Schwermineralgehalten aufwies. Allen voran waren vor allem die Chrom-, Kupfer-, Nickel- und Zink-Gehalte erhöht, was eine Einstufung in > Z0 bzw. Z0* bedingte. Für eine Verwendung in technischen Bauwerken wurde eine Einstufung von Z1.1 festgelegt.

Die Proben aus dem Mauerwerk wurden überwiegend mit Z1.1 bewertet, jedoch gab es Ausreisserwerte, welche einen sehr stark erhöhten PAK- und Kohlenwasserstoffgehalt aufwiesen. Diese Proben enthielten Reste der ehemals nachträglich eingebauten, bituminösen Abdichtung aus Teerpappe. Diese Ausreisserwerte wurden beim Tunnel Grävneck lediglich am Nordportal gefunden und beim Tunnel Villmar in der nachträglich sanierten Zone um den Erkundungsquerschnitt QT4. Hier wurde aufgrund der „druckhaften Verschiebungen“ und des starken Wasserzutrittes nachträglich eine außenliegende Abdichtung eingebaut.

4.2 Feldversuche

4.2.1 Bohrlochaufweitungsversuche

Zur Untersuchung des Verformungsverhaltens des anstehenden Gebirges wurden in den vertikalen Kernbohrungen BK 2, BK 3, BK 5 und BK 6 insgesamt 2 Bohrlochaufweitungsversuch mit der Dilatometersonde und 8 Bohrlochaufweitungsversuche mit der Seitendrucksonde durchgeführt. Die Versuche wurden mit unterschiedlichen Belastungsstufen ausgeführt. Für die Auswertung wurden jeweils Laststufen mit dem beim Tunnelbau in der entsprechenden Tiefe konturnah zu erwartenden Belastungsniveau ausgewählt.

Mit der Seitendrucksonde wurden in 8 Versuchen im eng- bis mittelständig geklüfteten Gebirge Erstbelastungsmoduln zwischen 414 und 1.246 MN/m² sowie Wiederbelastungsmoduln zwischen 561 und 1.344 MN/m² bestimmt. Die arithmetischen Mittelwerte ergeben sich zu 750 MN/m² für die Erstbelastung und zu 831 MN/m² für die Wiederbelastung. Damit ist der Erstbelastungsmodul im Mittel nur geringfügig niedriger als der Wiederbelastungsmodul. Der gemittelte Erstbelastungsmodul der Versuche mit Seitendrucksonde liegt um den Faktor 10 unter dem Ergebnis der Versuche mit der Dilatometersonde.

4.2.2 WD-Tests

Die WD-Tests im Bohrloch wurden in ca. 4 m langen Teststrecken durchgeführt. Hierbei wurden, dem Bohrfortschritt entsprechend, die Bohrlöcher mit einem Einfachpacker ca. 4 m oberhalb der Bohrlochsohle abgeteuft und die Messeinrichtung entsprechend angelegt. Die WD-Tests wurden mit 5 Druckstufen gefahren. Mithilfe des bei den WD-Tests ermittelten Lugeon-Wertes wurde der kf-Wert berechnet. Die kf-Werte liegen zwischen $2,2 \cdot 10^{-8}$ und $1,1 \cdot 10^{-7}$ m/s. Das entspricht einem schwach durchlässigen Gebirge.

Bei der Bohrung BK 5 wurde im Testabschnitt zwischen 29,7 – 33,7 m u. GOK die geringste Durchlässigkeit in einem stark zerlegtem Gebirgsabschnitt ermittelt. Daraus lässt sich ableiten, dass die durchörterten Trennflächen im Bohrkern aufgrund von Entspannung und der mechanischen Beanspruchung geöffnet wurden, die Trennflächen im Gebirgsverband jedoch dicht geschlossen bzw. nur sehr eng geöffnet sind.

4.2.3 Optisch-/ akustische Bohrlochbefahrung

Die Bohrungen BK 2, BK 3, BK 5, BK 6 und BK 7 wurden jeweils nach Erreichen der Endteufe mit einem optisch-/ akustischen Bohrlochscanner befahren, um das Trennflächengefüge im Bohrloch, respektive dem Gebirge, zu ermitteln.

Für die Bohrungen am Tunnel Gräveneck wurden für die Bohrung BK 2 insgesamt 456 und für die Bohrung BK 3 insgesamt 395 Trennflächen detektiert. Die Darstellung der aufgenommenen Trennflächen ergeben für beide Bohrungen ein relativ diffuses Bild, in dem sich Hauptkluftrichtungen kaum abzeichnen (Fig. 5 oben). Mit Hilfe einer Dichteanalyse sind bei der Bohrung BK 2 und bei der Bohrung BK 3 jeweils ein Schwerpunkt erkennbar, welche sich allerdings voneinander unterscheiden (Fig. 5 unten). Während der Schwerpunkt bei der Bohrung BK 2 bei einer Einfallrichtung von ca. 338 ° und einem Einfallwinkel von 45 ° liegt, ist bei der Bohrung BK 3 ein Schwerpunkt bei einer Einfallrichtung von 235 ° und einem Einfallwinkel von ca. 68 ° auszumachen. Hinsichtlich der entstehungsgeschichtlich abzuleitenden Hauptrichtungen ist die zuerst genannte Raumstellung dem variszischen System und die andere dem herzynischen

System zuzuordnen. Ausgehend vom Aufschluss der Trennflächen in den Kernbohrungen sind belastbare Angaben zum Durchtrennungsgrad und zur Durchtrennungslänge nicht möglich.

An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass systembedingt mit vertikalen Kernbohrungen steilstehende Klüfte schlecht bzw. nicht in repräsentativem Umfang erfasst werden. Dementsprechend tauchen in den Polpunktdiagrammen bei beiden Bohrungen Einfallwinkel $> 80^\circ$ kaum auf. Eine weitere, steilstehende Hauptkluftrichtung ist nicht auszuschließen.

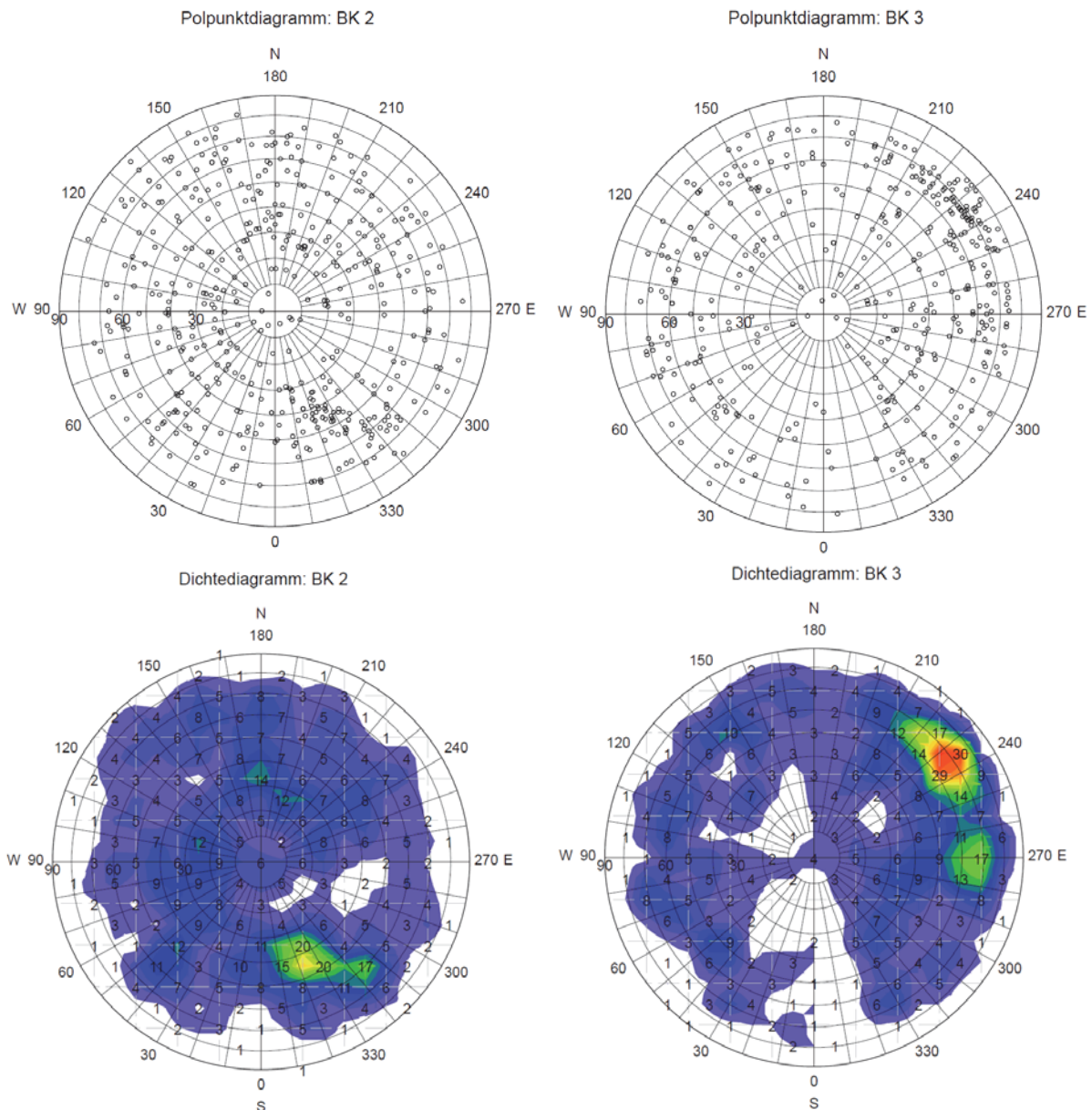


Fig. 5: Oben: Polpunktdiagramm der Bohrung BK 2 (links) mit 456 Messwerten BK 3 (rechts) mit 395 Messwerten.

Unten: Dichtediagramm der Bohrungen BK 2 (links) und BK 3 (rechts).

Beim Tunnel Villmar wurden für die Bohrungen BK 5 insgesamt 168, für die Bohrung BK 6 insgesamt 104 und für die Bohrung BK 7 insgesamt 131 Trennflächen aufgenommen. Bei den Dichteanalysen zeichnet sich in allen drei Bohrungen eine Kluftrichtung

deutlich ab. In der Bohrung BK 5 ergibt sich dafür ein Schwerpunkt bei einer Einfallrichtung von 150° und einem Einfallswinkel von 50° . In der Bohrung BK 6 dreht der Schwerpunkt auf ca. 110° und der Einfallswinkel flacht sich auf ca. 35° ab. In der Bohrung BK 7 ist eine weitere Abflachung auf ca. 20° festzustellen, wobei die Einfallrichtung auf etwa 155° dreht. Eine zweite steilstehende Kluftcharakteristik ist nur in der Bohrung BK 7 deutlich zu erkennen. Der Schwerpunkt ergibt sich bei einer Einfallrichtung von 225° und einem Einfallswinkel von ca. 80° . Hinsichtlich der entstehungsgeschichtlich abzuleitenden Hauptrichtungen ist die zuerst genannte Raumstellung dem variszischen System und die andere dem herzynischen System zuzuordnen. Ausgehend vom Aufschluss der Trennflächen in den Kernbohrungen sind belastbare Angaben zum Durchtrennungsgrad und zur Durchtrennungslänge jedoch nicht möglich.

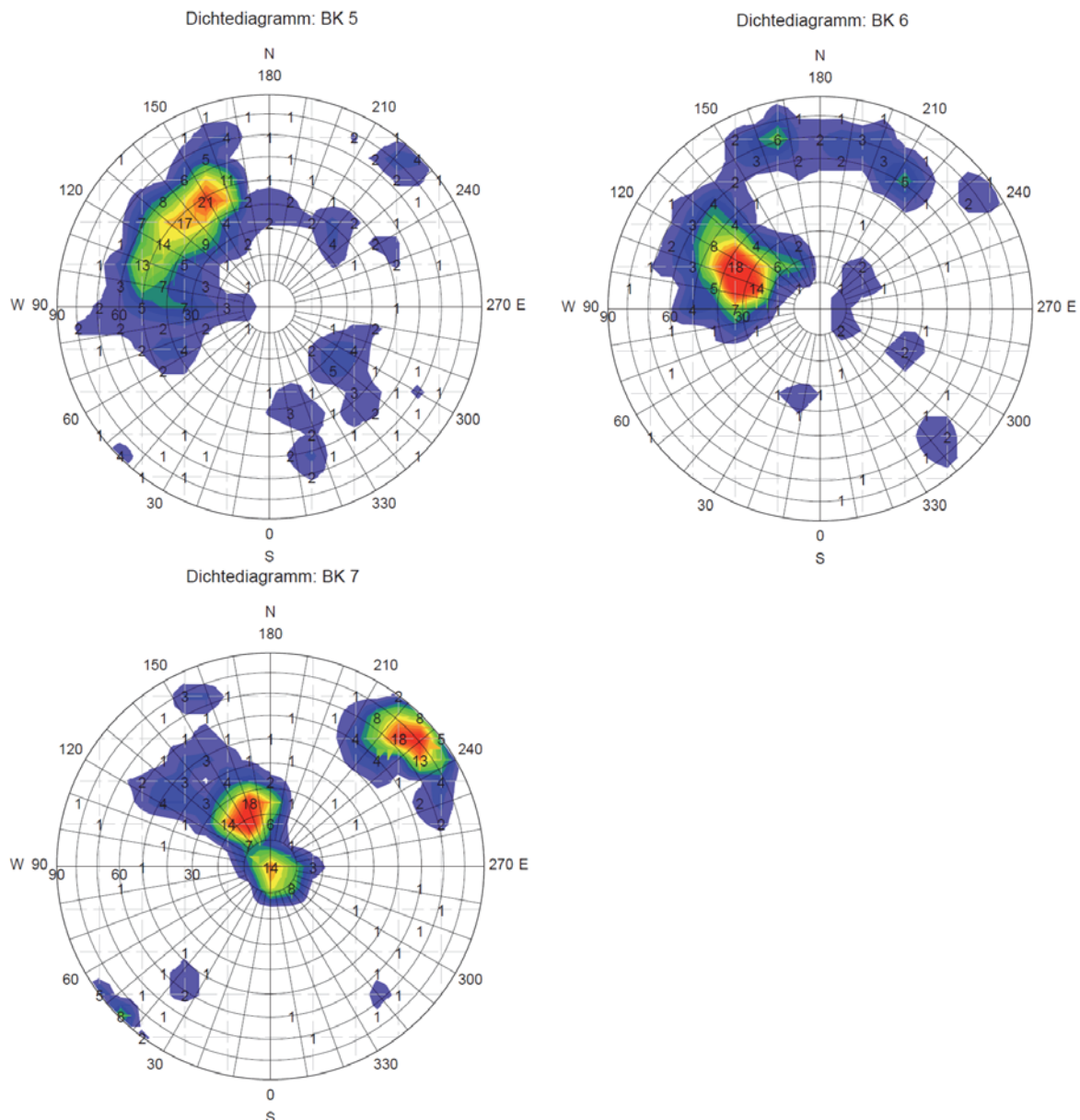


Fig. 6: Dichteanalyse der Bohrung BK 5 (oben links), der BK 3 (oben rechts) und BK 7 (unten links).

4.3 Zusammenführung der Erkundungsergebnisse

Nach Auswertung aller vorliegenden Labor- und Feldversuche wurden die Ergebnisse zusammengetragen und abschließend bewertet. Für den Tunnel Grävneck war das

5.1 Datengrundlagen und Software

Für die Modellierung des Fachmodells Baugrund wurde die Software Autodesk Civil 3D, inklusive dem Plug-In „geotechnical module“ von Keynetix genutzt. Die Datengrundlage für die Modellierung wurde vom Auftraggeber bereitgestellt. Diese umfasste das digitale Geländemodell (DGM), sowie die aufgemessene Innenlaibung des Bestandstunnels. Das DGM bestand aus einem Dreiecksnetz, als Resultat der Überfliegung. Die Vegetation wurde vom Vermesser bereits aus dem DGM entfernt, um die tatsächliche Geländeoberfläche annähernd darzustellen. Das DGM umfasste zunächst circa 2 Millionen Punkte und war damit sehr detailliert. Um die Anzahl der Punkte zu reduzieren, wurde das DGM im ersten Schritt auf die wesentlichen Bereiche zurechtgeschnitten und in geotechnisch nicht relevanten Bereichen die Detaillierung mithilfe der Software reduziert. Das resultierende DGM bestand dann noch aus circa 1,5 Millionen Punkten. Der hohe Detailgrad des DGM lässt geomorphologische Besonderheiten erkennen, wie z. B. die Tunnelportale, Straßen, Wege, Gewässer etc. (siehe Fig.8). Aus der eingemessenen Innenlaibung wurde durch den Planer ein Volumenkörper (luffterfüllter Bereich im Tunnel) erzeugt, der anschließend aus dem Baugrundmodell ausgeschnitten werden konnte (boolesche Differenz). Dieser ist in Fig.9 zu erkennen.

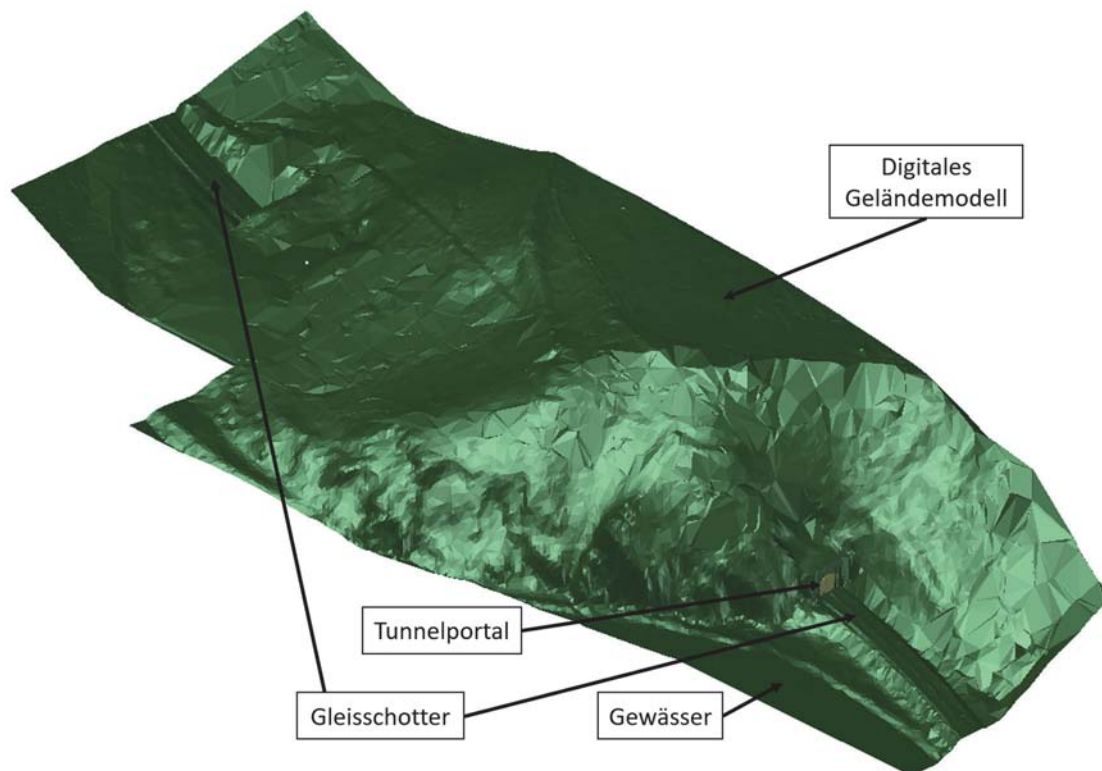


Fig. 8: Schrägansicht des Digitalen Geländemodells (DGM)

5.2 Aufschlussmodell

Die Baugrundaufschlüsse lassen sich in zwei Arten unterteilen. Zum einen die vertikalen Bohrungen, die von der Geländeoberfläche (GOF) aus abgeteuft wurden. Zum anderen die an definierten Querschnitten radial angeordneten Bohrungen von der Innenseite des Tunnels durch das Bestandsmauerwerk bis in das umgebende Gebirge. Beide Anordnungen sind in Fig.9 dargestellt. Die Aufschlüsse konnte mithilfe des „geotechnical module“ in Form von Tabellen eingelesen und als 3D-Säule (Zylinder) dargestellt werden. Die angetroffenen Baugrundsichten wurden dann jeweils in einheit-

licher Farbe dargestellt. Auch die schrägen Bohrungen wurden unter Angabe des Neigungswinkels und dem Winkel gegen Norden automatisch erzeugt. Interessant für die spätere Modellierung sollten die angetroffenen Störungszonen im Gebirge werden. Die Geometrie der Aufschlüsse wurde durch Attribute, wie „Datum der Bohrung“, „Bohrfirma“ etc. ergänzt.

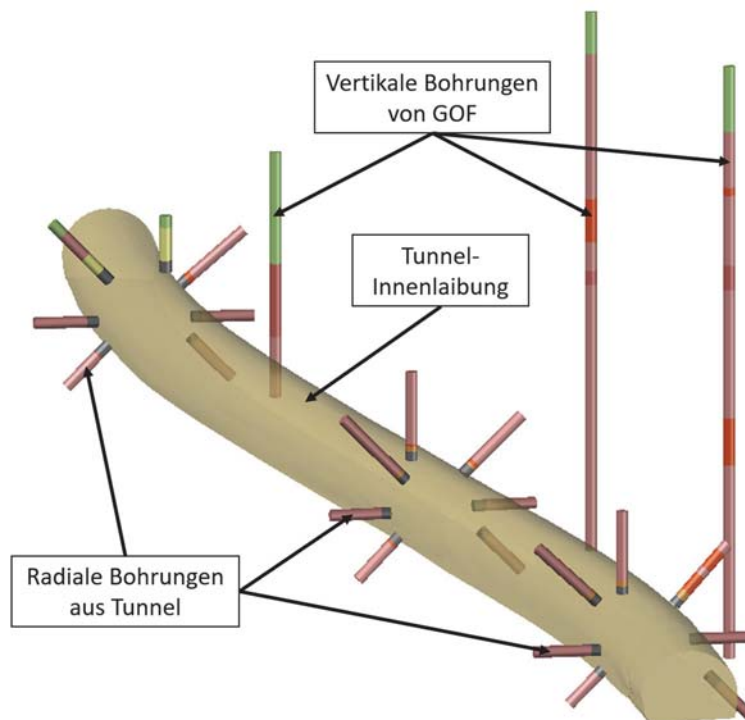


Fig. 9: Vertikale und radiale Aufschlüsse sowie modellierte Tunnelinnenlaibung

5.3 Modellierung Bestandstunnel

Da die Bohrungen aus dem Bestandstunnel dessen Mauerwerk, Hinterpackung etc. beinhalten und geotechnisch relevant sind, wurden diese als Teil des Baugrundsichtenmodells verstanden. Das heißt, dass die einzelnen Elemente des Bestandstunnels als Baugrundsichten definiert sind. Die Grundlage für die Modellierung des Bestandstunnels war der Volumenkörper der Tunnelinnenlaibung (luftegefüllter Bereich) und die Ergebnisse der radialen Bohrungen. Über die gesamte Tunnellänge konnten nur leichte Unterschiede in der angetroffenen Mauerwerksdicke und der Dicke der Hinterpackung festgestellt werden. Dadurch konnten diese zu einem repräsentativen Querschnittsprofil vereinheitlicht werden. Dieses Profil wurde entlang der Tunnelachse durchgehend extrudiert. Die einzelnen modellierten Elemente des Bestandstunnels sind in Fig.10 zu finden. Zusätzlich wurde für den Gleisschotter eine mittlere Dicke definiert und ebenfalls entlang der Tunnelachse extrudiert. Das gesamte Bestandsmodell wurde aus den restlichen Baugrundsichten ausgeschnitten (boolesche Differenz). Der in den Bohrungen festgestellte Hohlraum zwischen Hinterpackung und Fels wurde aufgrund seiner geotechnischen Relevanz ebenfalls als eigener Volumenkörper definiert.

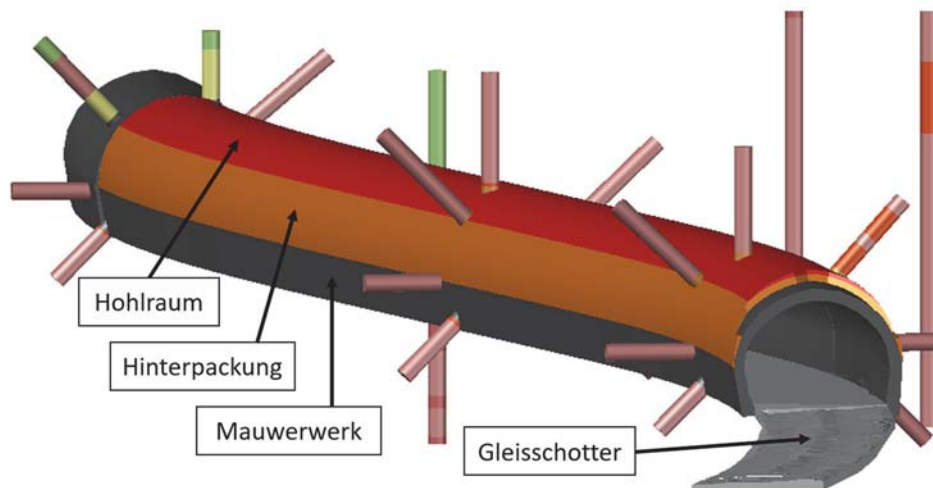


Fig. 10: Elemente des Bestandstunnels gemäß Bohraufschlüssen

5.4 Modellierung Baugrundsichten

Das „geotechnical module“ ermöglicht eine automatische Triangulierung, bei der zwischen den einzelnen Schichten der Bohrungen linear interpoliert wird. In diesem Fall war diese automatische Triangulierung jedoch nicht zielführend, da z. B. die Deckschichten in nur wenigen Bohrungen angetroffen wurden, und der automatisch triangulierte Verlauf nicht realistisch war. In gleicher Weise gilt dies für die radialen Bohrungen. Aus diesem Grund musste die Modellierung der Schichtgrenzen manuell erfolgen. Die daraus resultierenden Baugrundsichten sind in Fig.11 zu erkennen. Zunächst wurde Fels („Schalstein“) von Oberkante DGM bis auf eine vorgegebene Tiefe als Volumenkörper definiert. Von dort ausgehend wurden die restlichen Baugrundsichten modelliert und aus dem Gesamtkörper ausgeschnitten (boolesche Differenz). Die Deckschichten sind in den Ausbissbereichen der Neigung der Felskante entsprechend auslaufend modelliert. Oberhalb der Tunnelportale wurden Aufschüttungen keilförmig modelliert. Der Bestandstunnel ist im Baugrundsichtenmodell enthalten, weil er in den radialen Aufschlüssen erbohrt wurde und geotechnisch relevant ist. Dieser wurde wie in Abschnitt 5.3 beschrieben modelliert. Eine weitere Besonderheit des Baugrundsichtenmodells ist die Modellierung der in den Aufschlüssen angetroffenen Störungszone des Schalsteins. Diese ist im Abschnitt 5.5 ausführlicher erläutert. Nicht erkundete Bereiche, die aber im DGM Auffälligkeiten aufwiesen (z. B. das Gewässer), wurden zwar als Volumenkörper modelliert, jedoch keiner Baugrundsicht zugewiesen. Dies dient der Veranschaulichung, ohne konkrete Aussagen über den Baugrund zu treffen. Insgesamt ist das Baugrundsichtenmodell überschneidungsfrei und lückenlos, da sämtliche Schichten aus dem initialen Gesamtkörper des Schalsteins ausgeschnitten (boolesche Differenz) wurden. Die Modellierung erfolgte durch großen manuellen Aufwand, da die einzelnen Verläufe der Schichtgrenzen detailliert modelliert werden mussten. Dabei bestand ein großer Abstimmungsbedarf zwischen dem Geotechniker und dem Modellierer. Dieser gelang in diesem Fall auch niederlassungsübergreifend mithilfe von regelmäßigen Web-Konferenzen, bei denen die Schichtverläufe abgestimmt werden konnten.

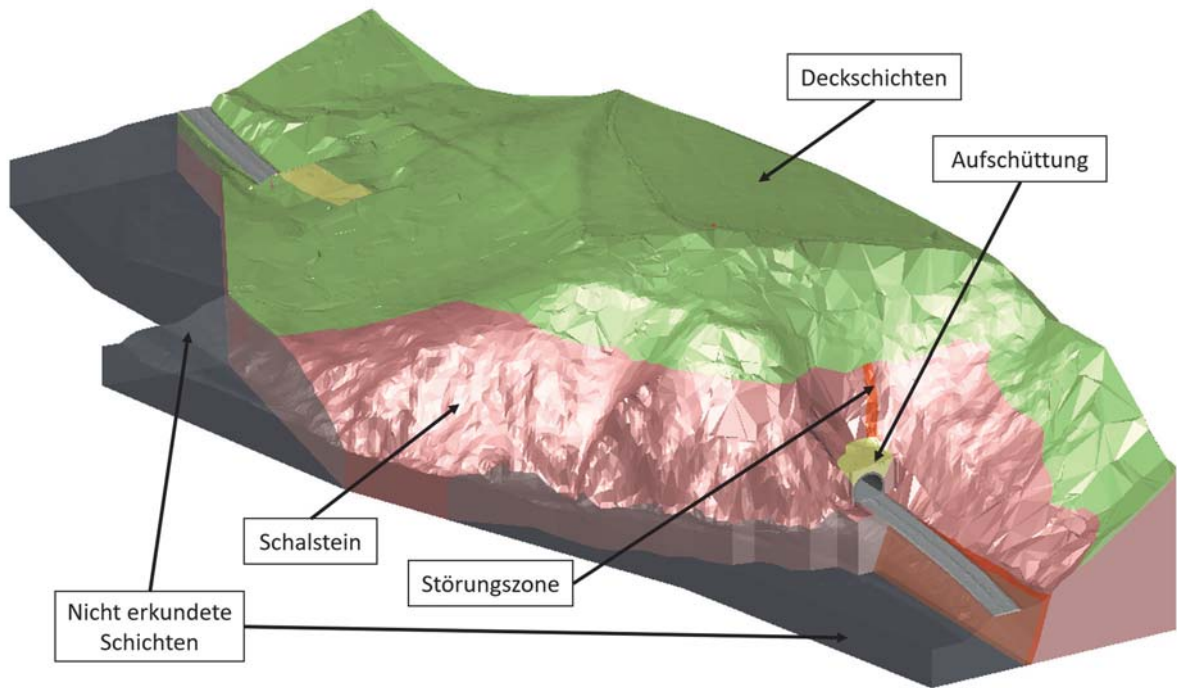


Fig. 11: Baugrundsichten inklusive Bestandstunnel

5.5 Modellierung Störungszone

In verschiedenen Aufschlüssen sind Störungszone im Gebirge festgestellt worden. Ohne 3D-Darstellung ist bereits ein Zusammenhang zwischen diesen auffälligkeiten vermutet worden. Durch die 3D-Darstellung wurde dieser Verdacht dann erhärtet. Die einzelnen angetroffenen Störungszone in den Aufschlüssen konnten mithilfe schiefer Ebenen in Verbindung gesetzt und anschließend als solche modelliert werden. Durch die Bestandsunterlagen war die Eintrittszone der Störung in das Bauwerk bereits bekannt. Die Neigung dieses Eintritts stimmte mit der Neigung der modellierten Störungszone überein. Die Vermutung, dass es sich in den Bohrungen und im Tunnel um eine zusammenhängende durchgehende Störungszone handeln muss, konnte mittels der Modellierung bestätigt werden. Die Geometrie der Störungszone wurde aus dem Volumenkörper des Schalsteins ausgeschnitten (boolesche Differenz). Der Volumenkörper der Deckschichten ist davon nicht betroffen und ist durchgehend auf dem Fels vorhanden. Die modellierte Störungszone ist in Fig. 12 dargestellt. Fig. 12a zeigt deren Ausdehnung in einer Seitenansicht. Fig. 12b zeigt den Eintritt der Störungszone in den Bestandstunnel in einer Frontalansicht.

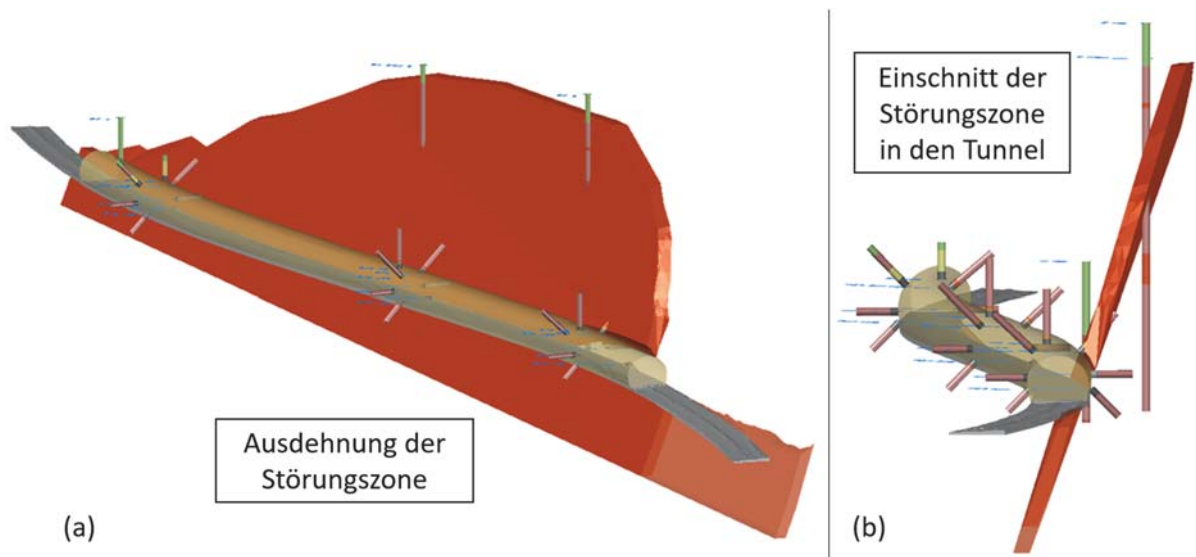


Fig. 12: Störungszone im Gebirge: (a) Seitenansicht, (b) Frontalansicht

6 Fazit

Aus geotechnischer Sicht wurde das Projekt zielführend durchgeführt. Die fachliche Beratung des AG's und die Betreuung der ausführenden Bohrfirma vor Ort sorgten dafür, dass die aufgrund der engen Taktung der Sperrpausen und damit zeitkritische Erkundung im Gleisbereich zielführend abgeschlossen wurde. Weiterhin kann aus diesem Projekt mitgenommen werden, dass die interdisziplinäre Zusammenarbeit der Abteilung Tunnelbau mit der Abteilung Entwicklung, zuständig für die Bim-Modellierung, durch den engen Austausch trotz räumlicher Distanz der beteiligten Personen maßgeblich zum Projekterfolg beigetragen haben.

Die Modellierung des Fachmodells Baugrund hat gezeigt, dass bereits der Anwendungsfall der 3D-Visualisierung der Aufschlüsse einen Mehrwert generieren kann. Denn diese erlaubte die Konkretisierung der Vermutung der zusammenhängenden durchgehenden Störungszone im Gebirge. Des Weiteren kann die Geometrie der Baugrundschichten sowie die angehängten Attribute in nachfolgenden Planungsphasen für weitere Anwendungsfälle genutzt werden, z. B. zur Ermittlung von Ausbruchmassen für den Neubau. Dennoch besteht das Fachmodell Baugrund mit den derzeit existierenden Softwarelösungen lediglich aus Geometrie und Attributen. Für ein technisch ausgereiftes und weiterverwendbares BIM-Modell ist ein zugrundeliegendes Datenmodell notwendig, das zum einen die Modellierung geotechnischer Objekte und deren Zusammenhängen erlaubt, und zum anderen als Vorlage für ein Datenaustauschformat (z. B. IFC-STEP) dienen kann. Die Entwicklung eines solchen geotechnischen Datenmodells ist derzeit Stand der Forschung [3].

Literatur:

- [1] Sachstandsbericht „Erneuerung von Verkehrstunneln unter Betrieb“; erstellt vom STUVA-Arbeitskreis „Tunnelerneuerung unter Betrieb“; Hrsg.: ASFINAG, DB Netz AG, DEGES, Rhätische Bahn AG, ÖBB-Infrastruktur, STUVA e.V.; November 2021; STUVA, Köln.

- [2] Sachstandsbericht „Sanierung von Eisenbahntunneln“; erstellt vom STUVA-Arbeitskreis „Tunnelsanierung“; Hrsg.: Deutsche Bahn AG, Österreichische Bundesbahnen AG, Schweizerische Bundesbahnen AG, STUVA e.V.; Dezember 2011, Bauverlag BV GmbH, Gütersloh.
- [3] Molzahn, M.; Bauer, J.; Henke, S.; Tilger, K. (2021) Das Fachmodell Baugrund – Empfehlungen des Arbeitskreises 2.14 der DGGT „Digitalisierung in der Geotechnik“. geotechnik 44, H. 1, S. 41–51. <https://doi.org/10.1002/gete.202000040>

Heating and cooling effects on cracking behavior of granite under real-time high temperature

Rissverhalten von Granit während der Aufheiz- und Abkühlphase unter Echtzeitbedingungen

Fei Wang, Rui Pang, Yanlin Zou

Key Laboratory of Ministry of Education on Safe Mining of Deep Metal Mines
Northeastern University, Shenyang 110819, China

Abstract

In this study, a thermo-mechanical coupled grain-based granite model was used to gain insight into the heating and cooling effects on the cracking behavior of granite under real-time high temperatures. For the selected granite under heating, the thermal-induced micro-cracks initiate around 75°C, and the thermal microcracking is dominantly attributed to the build-up of local stresses due to the different thermal expansion of neighboring grains. After the crack-onset temperature, the number of microcracks reaches nearly the peak around α - β quartz transition temperature. The microstructure changes induced by the quartz transition can enhance the interactions among different grains, leading to increased compression and shear motions at the grain size level. Thermal cracking behaviors of the granite sample during heating and cooling are distinctly different. During cooling, the microcrack density does not show obvious variations from 600°C to 25°C. This variation in terms of crack number due to the cooling process can be negligible compared with that during the heating process. The newly induced microcracks during cooling are very few due to the released stress concentrations of the local mineral grains. Therefore, the crack widening or contraction is mainly due to the different mineral block deformations and interactions at the grain scale level. Although the cooling process hardly influences the number of microcracks, the macroscopic stress-strain behavior of the granite sample is greatly influenced due to the cooling-induced crack deformation.

Zusammenfassung

Diese Studie liefert Erkenntnisse zum thermo-mechanisch gekoppelten Verhalten mittels eines Korn-basierten Granitmodells. In Bezug auf den Aufheiz- und Abkühlungseffekt wird das Rissverhalten von Granit bei hohen Temperaturen unter Echtzeitbedingungen untersucht. Beim ausgewählten Granit werden thermisch induzierte Mikrorisse bei etwa 75°C initiiert. Das thermische Mikrorisswachstum wird im Wesentlichen gesteuert vom Aufbau lokaler Spannungen aufgrund der unterschiedlichen thermischen Ausdehnung benachbarter Gesteinskörner. Nach Erreichen der Temperatur des Rissbeginns, erreicht die Anzahl der Mikrorisse den Höchstwert etwa bei der Temperatur des α - β Quarzübergangs. Die Mikrostrukturänderungen, induziert durch den Quarzübergang, können die Interaktionsmöglichkeiten zwischen den Gesteinskörnern erhöhen, was zu erhöhter Kompression und Scherbewegungen auf Kornniveau führt. Das thermische Rissverhalten von Granitproben während der Aufheizung und der Abkühlung unterscheidet sich deutlich. Während der Abkühlung von 600°C auf 25°C zeigt die

Mikrorissdichte keine signifikanten Veränderungen. Die Veränderung der Rissanzahl während des Abkühlprozesses kann gegenüber dem Aufheizprozess vernachlässigt werden. Während der Abkühlphase werden nur wenige neue Risse aufgrund des lokalen Spannungsabbaus auf Kornebene gebildet. Deshalb werden Rissaufweitungen oder –schließungen im Wesentlichen durch die Deformationen der unterschiedlichen Mineralkomponenten und deren Interaktion auf Kornebene hervorgerufen. Obwohl während des Abkühlprozesses die Anzahl der Mikrorisse nur unwesentlich verändert wird, verändert sich das Spannungs-Dehnungs-Verhalten stark, beeinflusst durch die Rissdeformationen.

1 Introduction

Investigating rock behaviors under real-time high-temperature conditions is important for the rock constructions that are expected to withstand elevated temperatures. Although the mechanical behaviors of thermal-damaged rocks after heat treatments (AT) have been widely studied at ambient temperature, the investigation of real-time cracking behavior under thermal loading is insufficient (Ma et al. 2020; Yang et al. 2021). Granite is one of the most common and interesting rocks in rock engineering practices. For instance, it is considered as the host rock for nuclear waste disposals, target formation for deep geothermal energy projects, and used as construction material for historical buildings, monuments, and sculptures (Wang and Konietzky 2019). In recent years, more and more researchers have conducted granite property tests under real-time temperature (RT) conditions. For example, Yin et al. (2016) performed the uniaxial compression tests on granite samples after high-temperature treatment (AT) and under high temperatures up to 800°C. They found that compared with AT granite, the brittle-ductile transition critical temperature is lower, the peak stress and the elastic modulus are smaller, while the peak strain and damage are greater under RT conditions. Kumari et al. (2017) conducted real-time tri-axial experiments on granite with confining pressures of 10-90 MPa and peak temperatures of 25-300°C. It was found that the increasing temperature leads to both the increase and decrease of the granite strength and shear parameters in the selected temperature range. Wang et al. (2018) conducted uniaxial compression tests on both RT and AT granite samples and compared the stress-strain behaviors of the samples under different thermal treatments. It was seen that the peak stress and elastic modulus of the RT samples were lower than the AT samples, while the peak strain behaved oppositely. Ma et al. (2020) developed a real-time high-temperature true triaxial system to test the effects of temperature and horizontal stress on the mechanical behaviors of granite under real-time high temperatures (up to 400°C). They found that RT had a greater influence than AT on cohesion. This phenomenon was attributed to the coupling action of horizontal stress and real-time high temperature.

The different mechanical responses of RT and AT granites are generally explained as the microstructure variations affected by different thermal loadings (e.g., cooling process). However, direct observation of thermal cracking evolution in granite is usually lacking to support the speculations. The major obstacle to conducting the thermo-mechanical tests is that the current apparatus for crack observation cannot be applied in high-temperature conditions. As a result, investigations on thermally damaged rocks have usually been performed on the samples after cooling to room temperature. However, the AT sample inevitably has cracking networks consisting of cracks partly formed during the heating and partially generated during the cooling. Comparative RT and AT measurements on thermally treated samples, such as ultrasonic wave velocities and image analysis, cannot discriminate between heating-induced cracks and cooling-induced cracking behaviors (Browning et al. 2016). However, the cooling process could significantly change the microstructures formed during the heating process (Nordlund et al. 2014; Zhang et al. 2021) due to cooling thermal gradient, material contractions, different mineral thermal expansion behaviors, etc. (Glover et al. 1995; Sippel et al. 2007). For example, Browning et al. (2016) speculated that many more cracks were generated in igneous rocks during cooling and that their average size is larger based on AE output measured contemporaneously with temperature during both heating and cooling.

Nevertheless, the visualized thermal cracking in rocks under thermal loads can only be hypothesized based on the microstructure observations after cooling to room

temperature in the laboratory. In this study, a thermo-mechanical coupled grain-based granite model will be used to gain insight into the difference between the RT and AT granite. The heating and cooling effects on the cracking behavior of granite under real-time high temperatures will be understood.

2 Numerical model set-up

2.1 Basic laws of grain-based model and heat conduction

In this section, Eibenstock granite (EG) is selected as a typical crystalline rock. The composition of the EG is characterized by 50% feldspar, 44% quartz, and 6% mica. The heterogeneous characteristic can be simulated as a dense assembly of rigid or deformable blocks that interact at their contacts in UDEC. The discrete blocks can detach and new contacts can automatically be detected so that fractures can be simulated at the grain (or block) boundary opening (Ghazvinian et al. 2014). Voronoi tessellation is used for generating the random polygonal grains in UDEC models. Fracture initiation and propagation occur along the Voronoi block boundaries in UDEC GBMs once the local stresses exceed the micro-strengths of the contacts. A joint constitutive law including both temperature and crack-slipping displacement (Wang et al. 2022b) is adopted in the GBMs in this study (see Fig. 1). For the intact contact, the maximum tensile normal force $T_{temp-max}$ and shear force $S_{temp-max}$ considering thermal effect (see Fig. 1) given by:

$$T_{temp-max} = -\sigma_{temp-t} A_c = f_{temp-t} \sigma_{t0} A_c \quad (1)$$

$$S_{temp-max} = c_{temp} A_c + F^n \tan \varphi_{temp} = f_{temp-c} c_0 A_c + F^n \tan(f_{temp-\varphi} \varphi_0) \quad (2)$$

where σ_{t0} , c_0 , and φ_0 are the initial tensile strength, cohesion, and friction angle. c_{temp} , φ_{temp} , and σ_{temp-t} are temperature-dependent cohesion, friction angle, and tensile strength, respectively. f_{temp-c} , $f_{temp-\varphi}$, and f_{temp-t} are the temperature-dependent functions of the corresponding strength parameters. For the shear failures considering both thermal and displacement impacts, the residual shear parameters are adjusted in the following manner:

$$c_{temp-res}^{disp} = f_{res-c}^{disp} c_{temp} = f_{res-c}^{disp} f_{temp-c} c_0 \quad (3)$$

$$\varphi_{temp-res}^{disp} = f_{res-\varphi}^{disp} \varphi_{temp} = f_{res-\varphi}^{disp} f_{temp-\varphi} \varphi_0 \quad (4)$$

$$\begin{aligned} S_{temp-res}^{disp} &= c_{temp-res}^{disp} A_c + F^n \tan \varphi_{temp-res}^{disp} \\ &= (f_{res-c}^{disp} f_{temp-c} c_0) A_c + F^n \tan(f_{res-\varphi}^{disp} f_{temp-\varphi} \varphi_0) \end{aligned} \quad (5)$$

where $c_{temp-res}^{disp}$ and $\varphi_{temp-res}^{disp}$ are the residual cohesion and friction angle depending on both contact slipping displacement and temperature; the $S_{temp-res}^{disp}$ is the residual maximum shear force taking both contact slipping displacement and temperature into account. For EG, the weakening-strengthening functions considering thermal effects and contact slipping displacement are back-calculated through laboratory data as documented in a previous paper (Wang et al. 2022b).

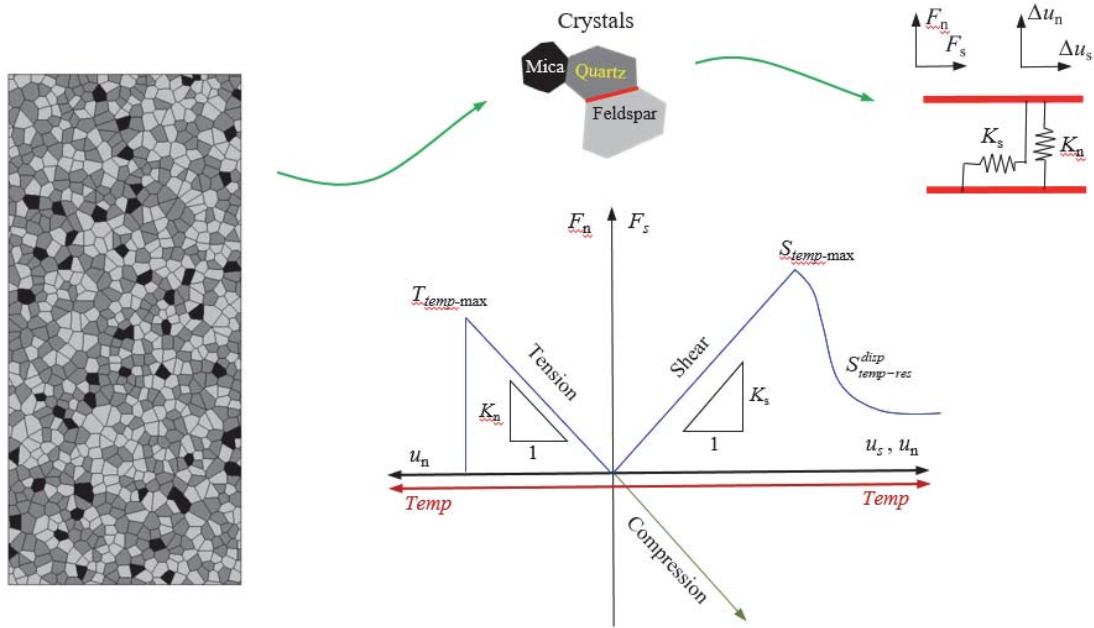


Fig. 1: Numerical model set-up of the UDEC GBM and the TM coupled constitutive law considering the thermal effect and joint slipping displacement of the contact

Heat transfer can be simulated as isotropic transient heat conduction in UDEC models. The basic law of thermal conduction is known as Fourier's law, where the heat transfer rate is proportional to the negative temperature gradient in the energy direction flow. This observation during the unidirectional conduction process can be expressed as (Fourier and Freeman 1878; Itasca 2018):

$$Q_i = -k_{ij} \frac{\partial T}{\partial x_j} \quad (6)$$

where the Q_i is the heat flux (W/m^2) in the positive i -direction, k_{ij} is the thermal conductivity tensor (W/mK), and $\partial T/\partial x_j$ is the (negative) temperature gradient (K/m) in the direction of heat flow. The minus sign means that the conduction occurs in the direction of decreasing temperature. The heat capacity of any substance is the amount of heat required to raise the temperature of that substance by one degree Celsius or Kelvin. The specific heat capacity (also simply specific heat) of a substance is the heat capacity ($J/kg/K$) of that substance (Waples and Waples 2004). Therefore, another basic law of temperature change can be written as:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{Q_{net}}{M \cdot C_p} \quad (7)$$

where the Q_{net} is the net heat (J/s) flow into mass M (kg), C_p is the specific heat ($J/kg/K$). For two-dimensional conduction, the diffusion equation can be obtained by combining Eq. 6 and Eq. 7, as given by:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial T}{\partial t} &= \frac{1}{\rho \cdot C_p} \left[\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} \right] \\
&= \frac{1}{\rho \cdot C_p} \frac{\partial}{\partial x} \left[k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right] \quad (8) \\
&= \frac{1}{\rho \cdot C_p} \left[k_x \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right]
\end{aligned}$$

where ρ is the mass density (kg/m^3). This equation governs the thermal conduction in the numerical model. For blocks in contact, the heat transfers across the joints without resistance. A thermal tolerance was set for blocks separated by thermal-induced cracks (Wang and Konietzky 2022). Gridpoints within tolerance (length) from each other are treated as one for thermal calculations.

2.2 Thermo-mechanical coupling process

The development of thermal-induced displacements and stresses can be coupled with transient heat transfer at any time during the simulation. Temperature change resulting from stress application is neglected since the energy changes for quasi-static mechanical problems are usually negligible. The temperature changes in a triangular zone will cause stress and strain changes (Itasca 2018):

$$\Delta \sigma_{ij} = -\delta_{ij} 3K \alpha \Delta T, \quad \Delta \varepsilon_{ij} = \delta_{ij} \alpha_t \Delta T \quad (9)$$

where $\Delta \sigma_{ij}$ is the change in stress, $\Delta \varepsilon_{ij}$ is the thermal strain increment, δ_{ij} is the Kronecker delta ($\delta_{ij} = 1$ for $i = j$ and 0 for $i \neq j$), K is the bulk modulus, α is the linear thermal expansion coefficient, and ΔT is the temperature change. Before running the thermal calculation, the configured model (geometry, material model and properties, boundary conditions, internal conditions, etc.) is equilibrated mechanically. Thermal steps were specified to allow thermal calculation, where the thermal stress will be added to the zone stress state before applying the constitutive law (Itasca 2018). The mechanical calculation is activated once the thermal steps are exceeded. The mechanical calculation will stop when the maximum number of mechanical steps is reached or the maximum unbalanced force ratio becomes smaller than 10^{-5} . The thermal cycle switches automatically to mechanical steps during the whole coupling process. This procedure is repeated until the desired calculation is finished.

3 Uniaxial compression tests of thermally-damaged granite in simulation

The rectangular with a diameter of 50 mm and a height of 110 mm was generated for uniaxial compression tests (see Fig. 2). The Voronoi blocks were randomly defined according to the mineral percentages in EG. The thermo-mechanical properties were then assigned to relevant minerals and contacts, as documented in Table 1. Coefficients of linear thermal expansion (CLTE) of crystals during a heating-cooling cycle (see Fig. 3) were derived and calculated based on the data taken from the previous documents (Sorrell et al. 1974; Baldo and Santos 2002; Sippel et al. 2007). The $\alpha \leftrightarrow \beta$ quartz transition temperature is observed to have a hysteresis of about 2.5°C (Sorrell et al. 1974); therefore, the $\alpha \rightarrow \beta$ and $\beta \rightarrow \alpha$ quartz transition temperatures during heating and cooling were set to 573°C and 570°C , respectively. The maximum CLTE of $\beta \rightarrow \alpha$ ($750 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$) is set to be slightly lower than the value of $\alpha \rightarrow \beta$ ($800 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$) transition. The samples were heated to target temperatures of 400

and 600°C with a rate of 10 °C/min and kept at the target temperature for a uniform temperature distribution across the whole sample. After cooling slowly to room temperature, the thermally damaged sample was sent to be compressed, as shown in Fig. 2. In the uniaxial compression simulation, a constant velocity of 0.021 m/s was applied to the end and bottom of the sample directly. The loading rate was calculated based on a velocity-calculation equation found in a previous study (Wang et al. 2022a). Nine evenly distributed history points on each boundary of the rectangular sample were used for measuring the stress-strain behaviors. Three different random Voronoi tessellations with the same nominal mineral percentage were generated for each target temperature. The test results are documented in Fig. 4. The simulated stress-strain curves and the failure modes show a good agreement with laboratory test results, indicating the validation of the numerical models.

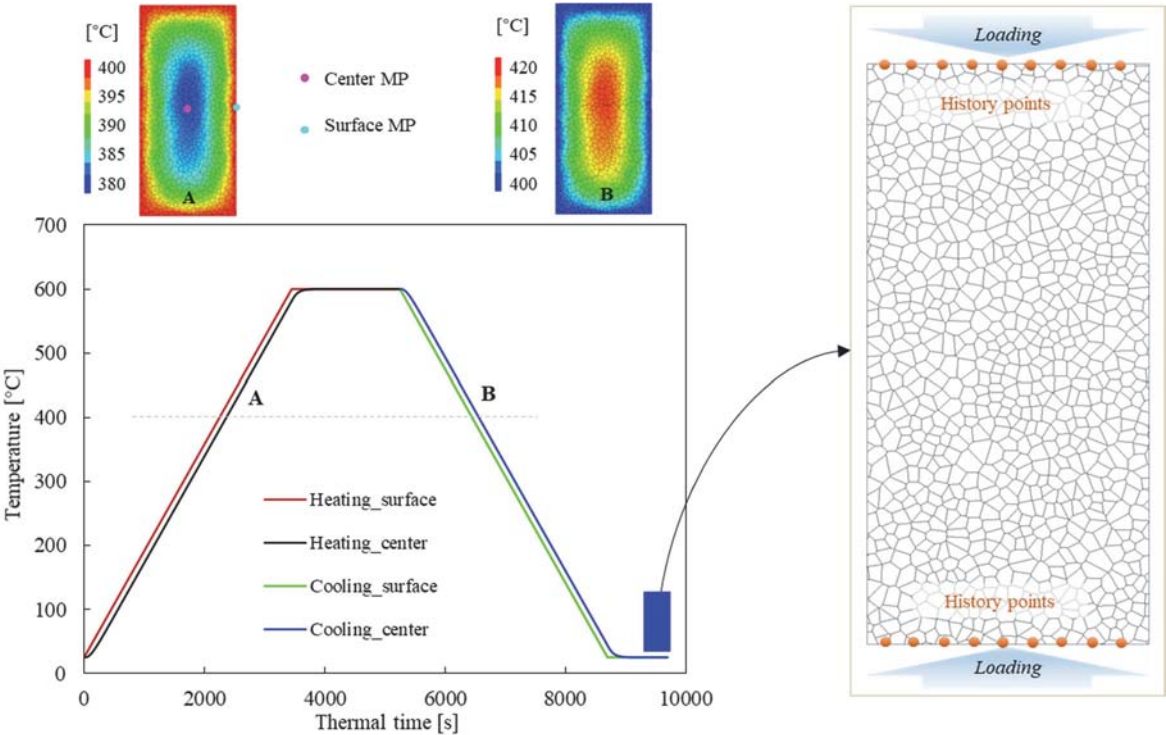


Fig. 2: Thermo-mechanical testing of the simulated granite sample

Table 1: Thermo-mechanical properties of the Voronoi blocks and contacts

Physico-mechanical properties									
Property ⁽¹⁾	ρ_m	ν_m	E_m	Pct.	Property ⁽¹⁾	ϕ_m	c_m	σ_{tm}	$k_n^{(4)}$
Material	(kg/m ³)	(-)	(GPa)	%	Contact	(°)	(MPa)	(MPa)	(GPa/m)
Quartz	2650	0.16	37.5	44	Q-Q ⁽²⁾	30	60.0	13	119802
					M-M ⁽²⁾	15	40.0	7	51376
Feldspar	2620	0.19	22.5	50	F-F ⁽²⁾	25	50.0	11	74105
					Q-F ⁽³⁾	27.5	55.0	12	119802
Mica	3050	0.22	15	6	Q-M ⁽³⁾	22.5	50.0	10	119802
					F-M ⁽³⁾	20	45	9.0	74105

Thermal properties			
Property ⁽⁵⁾	$\alpha_t^{(6)}$	k	C_p
Mineral	(10 ⁻⁶ /K)	(W/m K)	(J/kg K)
Quartz	13.40	7.70	750.0
Feldspar	3.20	2.38	640.0
Mica	12.81	2.01	769.5

⁽¹⁾ micro-density(ρ_m), micro-Young's modulus (E_m), micro-Poisson's ratio (ν_m), micro-cohesion (c_m), and micro-friction angle (ϕ_m) were originated and calibrated from the reference (Wang and Konietzky 2022);

⁽²⁾ Contacts within quartz, mica, feldspar are denoted as Q-Q, M-M, F-F, respectively

⁽³⁾ Contacts between quartz-feldspar, quartz-mica, feldspar-mica are denoted as Q-F, Q-M, F-M, respectively; they are assumed to be the mean strength of the adjacent mineral grains;

⁽⁴⁾ For contact between adjacent materials, the stiffness was calculated based on $k_n = 5(K + 4G / 3) / \Delta z_{min}$, where K and G are the bulk and shear moduli, respectively; and Δz_{min} is the smallest width of an adjoining zone in the normal direction (Itasca 2018). The shear stiffness (k_s) was set as $k_n/4$ for all the simulations.

⁽⁵⁾ Thermal properties of α_t (CLTE), k (thermal conductivity), C_p (specific heat) were originated and calibrated from the reference (Wang and Konietzky 2022). Except for the CLTE, both k and C_p are assumed to be temperature independent during a heating and cooling cycle

⁽⁶⁾ The CLTE of quartz during cooling follows the temperature-dependent curve in Fig. 3. The CLTE of mica during cooling was set as 1/2 of the values during heating since the mica grains accounted for only 6% and experienced no reversible phase transition.

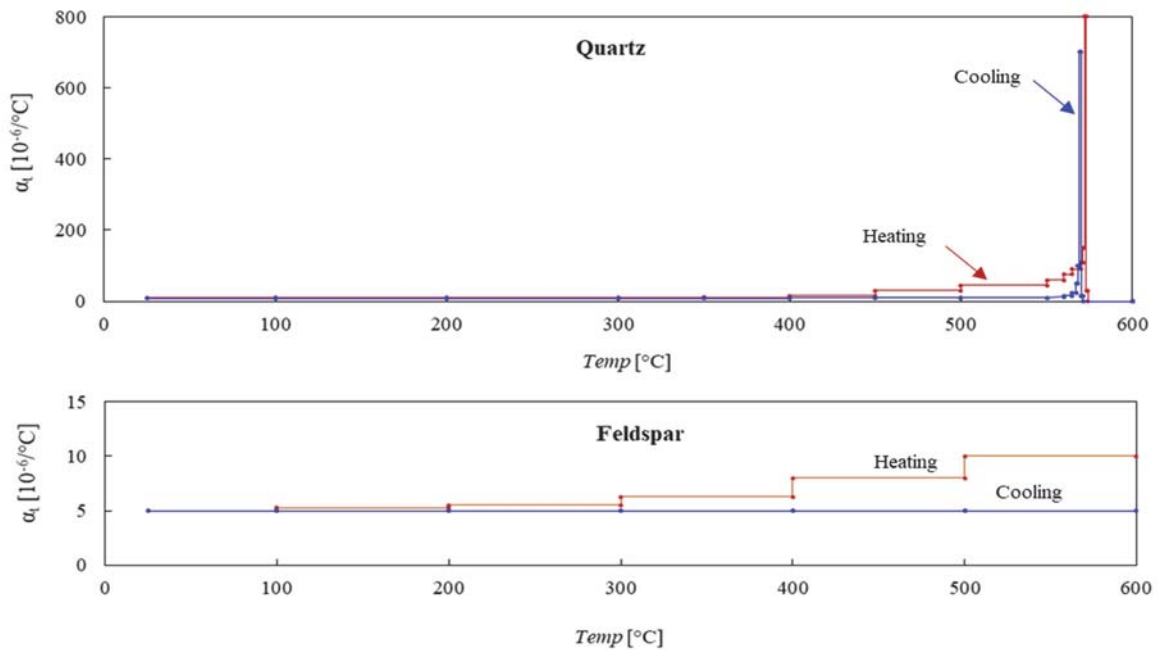


Fig. 3: Linear thermal expansion coefficients of crystals during a heating-cooling cycle. CLTE (i.e., α_t) were derived and calculated based on the data taken from the previous documents (Sorrell et al. 1974; Baldo and Santos 2002; Sippel et al. 2007)

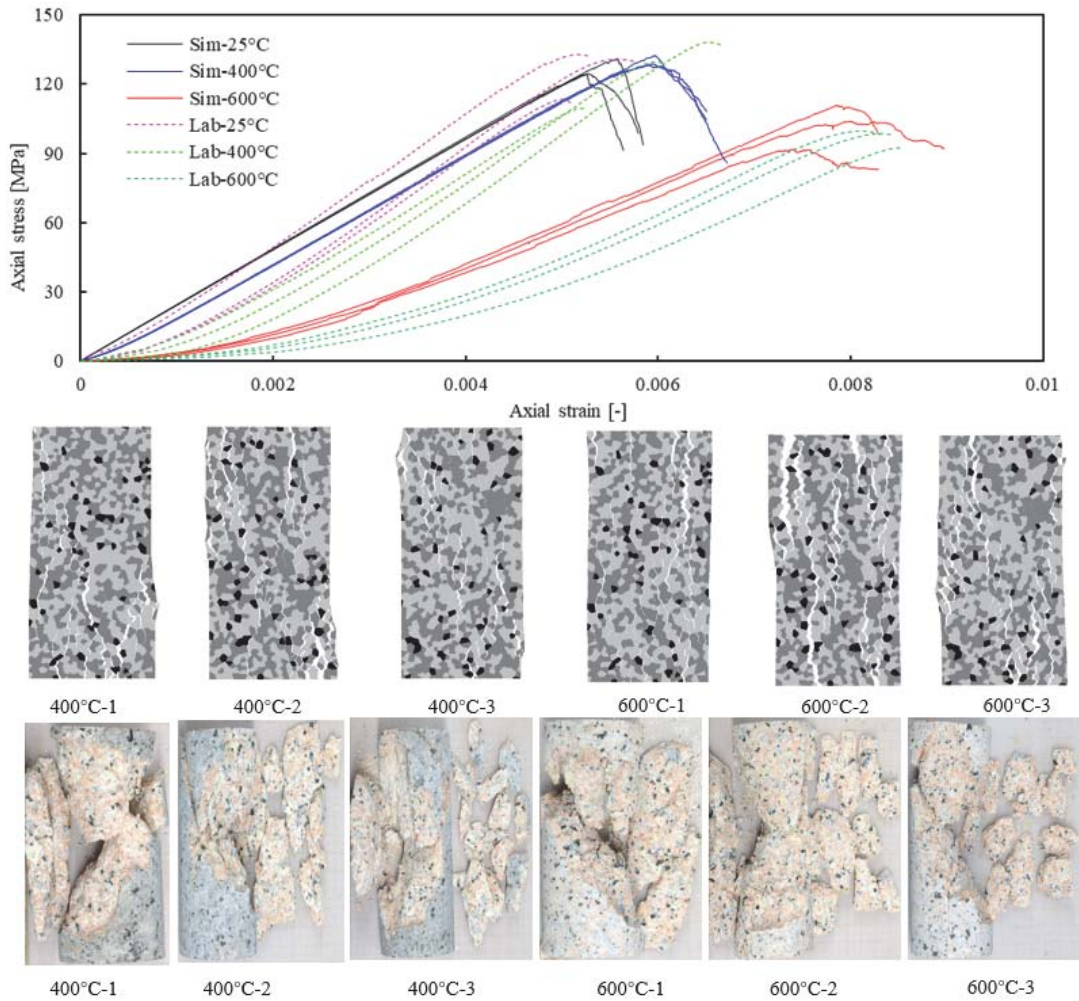


Fig. 4: Stress-strain curves and failure modes of granite specimens after uniaxial compression tests in the laboratory and numerical simulation. The laboratory data were obtained from an earlier study (Wang et al. 2022b)

4 Cooling effect on the mechanical responses of thermally treated granite

Fig. 5 shows the p-wave velocity of AT laboratory samples and the thermal crack number of the simulated sample during a heating and cooling cycle. The microcrack number increases progressively during the heating process, but the number remains roughly constant during cooling. In agreement with the laboratory p-wave velocity measurement, the simulation results show that the microcrack number in AT granite is dominantly due to the heating stressing temperature. Only a small portion of new microcracks is generated during the cooling process. This is because the micro-cracking behavior is mainly related to the accumulated tensile stresses around the mineral grains with smaller thermal expansion coefficients (e.g., feldspar) and once the local stress exceeds the micro-contact strength inducing new microcracks, a contact strength-stress equilibrium will be reached; as a result, during the cooling process new micro-cracks are not likely to form since the established equilibrium is hard to be violated during slow temperature change (Wang and Konietzky 2022).

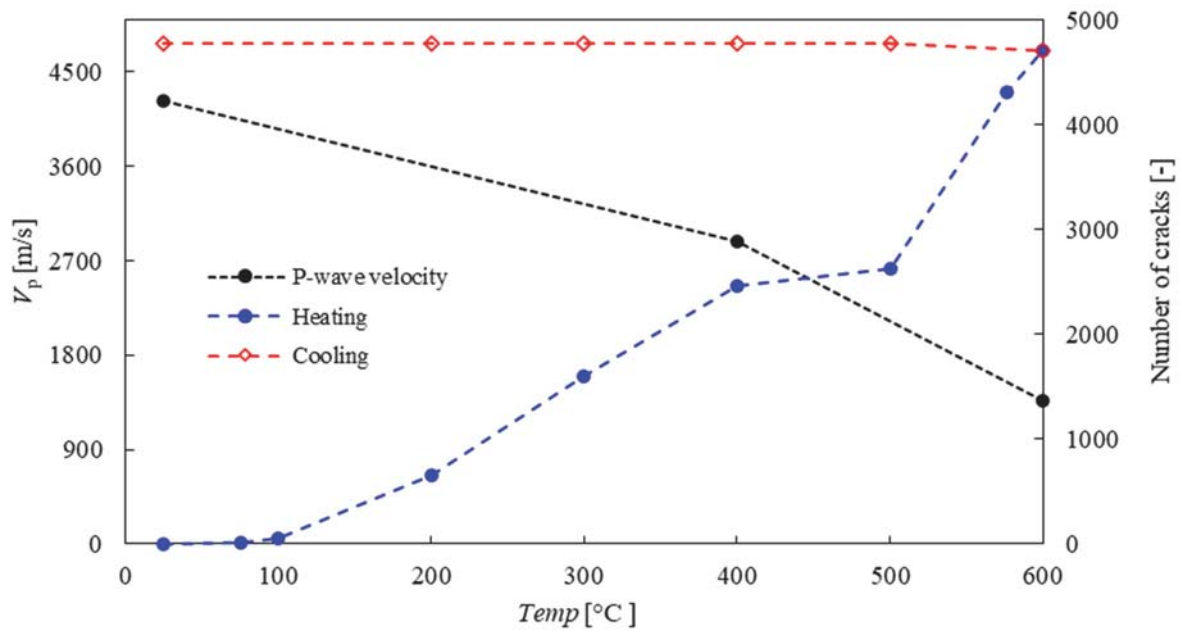


Fig. 5: P-wave velocity and simulated crack number at different heating stages. The p-wave velocity of granite after heat treatment was obtained from (Wang et al. 2022b)

Besides the crack number, microcrack type and deformation also change significantly during a heating-cooling cycle. Due to the continuous expansions of mineral grains, especially the sharp volume increase in $\alpha \rightarrow \beta$ quartz transition, shear microcracks start to grow continuously after 500°C up to 573°C (Fig. 6a). The progressively induced shear cracks indicate that the heating-induced microstructural changes (especially those around the quartz transition) can enhance the interactions among different grains, leading to increased local compression and tension as well as shear motions at the grain size level. Fig. 6b shows the shear-crack displacements at different temperatures and after cooling processes. During heating, the crack slipping displacement keeps increasing with rising temperature. The slipping displacements of microcracks under 600°C temperature is mostly over three times larger than the value under 400°C. Therefore, both new crack initiation and earlier-formed crack deformation are the dominating processes below the temperature of the $\alpha \rightarrow \beta$ quartz transition during the heating process. Although the microcrack number during cooling does not show obvious variations from 600°C and 400°C cooling down to 25°C (see Fig. 5), the cracks deform dramatically during the cooling stage. The microcracks show either increase or decrease in slipping displacement during cooling (see Fig. 6b). This means that the cracking behavior during cooling is more complicated than during the former heating stage, featured by further slipping, contraction, widening or closing of the heating-formed cracks as well as a few newly induced cracks (Wang and Konietzky 2022). Newly induced microcracks during cooling are very rare due to the released stress concentrations of the local mineral grains. Crack slipping or contraction is mainly due to the different crystal deformations and interactions. If a mineral grain experiences a significant volume reduction during cooling, the neighboring grains are affected by the motions of the deforming grains. The adjacent mineral grain segments with broken contacts can be moved by the mutual effect of the block edge interactions. These interactions are directionless and highly dependent on the mineral clustering patterns, which explains why crack slipping and contraction of the earlier formed cracks can happen simultaneously.

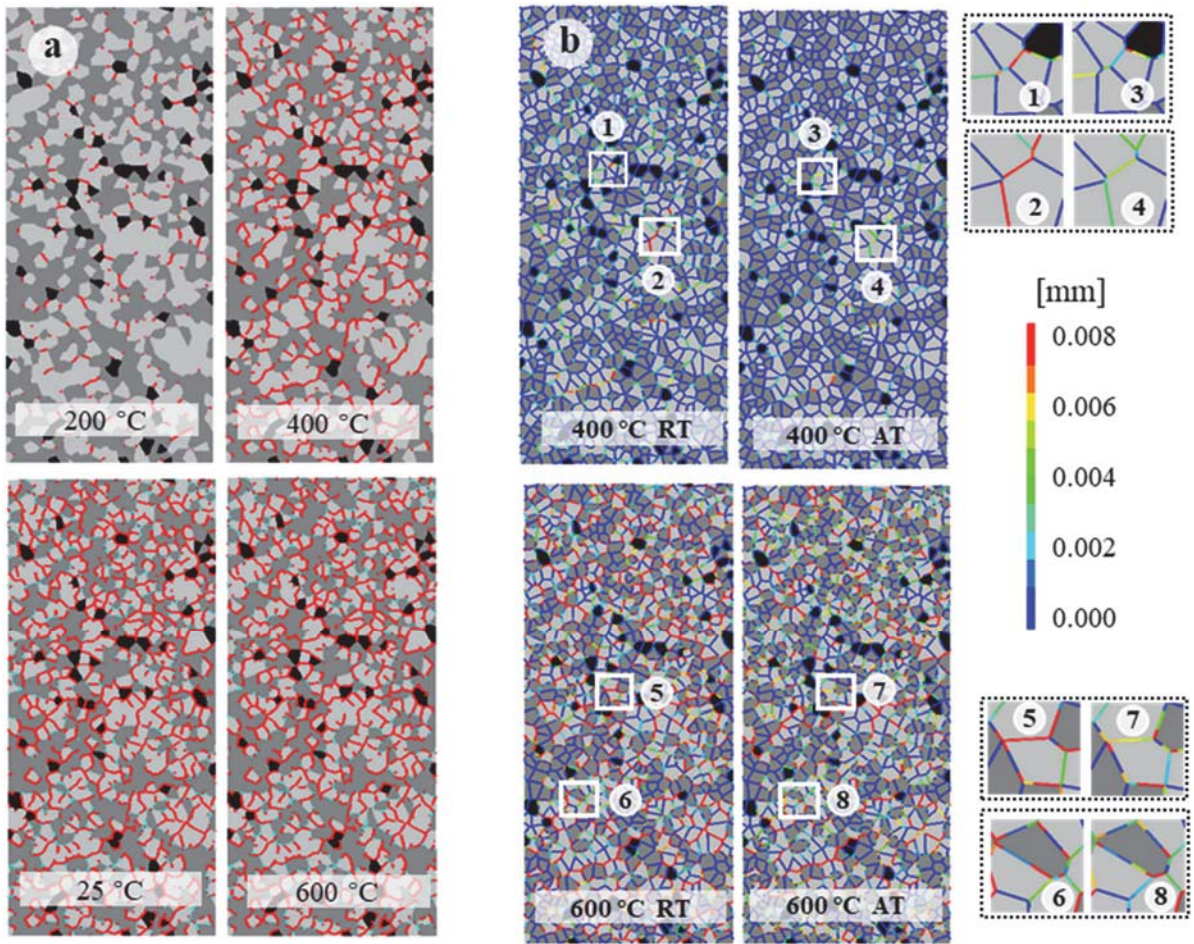


Fig. 6: Thermal cracking behaviour of EG during heating and cooling. (a) Tensile (red) and shear (aqua) microcracks induced during heating and cooling processes; (b) Absolute contact shear displacements of the numerical specimens with different heat treatments

Although the crack number during cooling does not show obvious changes, the macro-behavior of the thermally damaged granite sample under loading can be significantly influenced by these microstructure variations. The uniaxial compression tests were carried out on RT and AT samples under target temperatures and after cooling down to room temperature. The simulated stress-strain curves and the final failure modes are presented in Fig. 7. The nonlinear densification stage of the curves prolongs with rising temperature, indicating a higher microcrack density at the beginning of the loading for the 600 °C samples. Compared with the stress-strain curves after temperatures, the slopes and the peaks of the RT samples becomes smaller. This characteristic agrees with most granites as documented in a previous study (Wang et al. 2020).

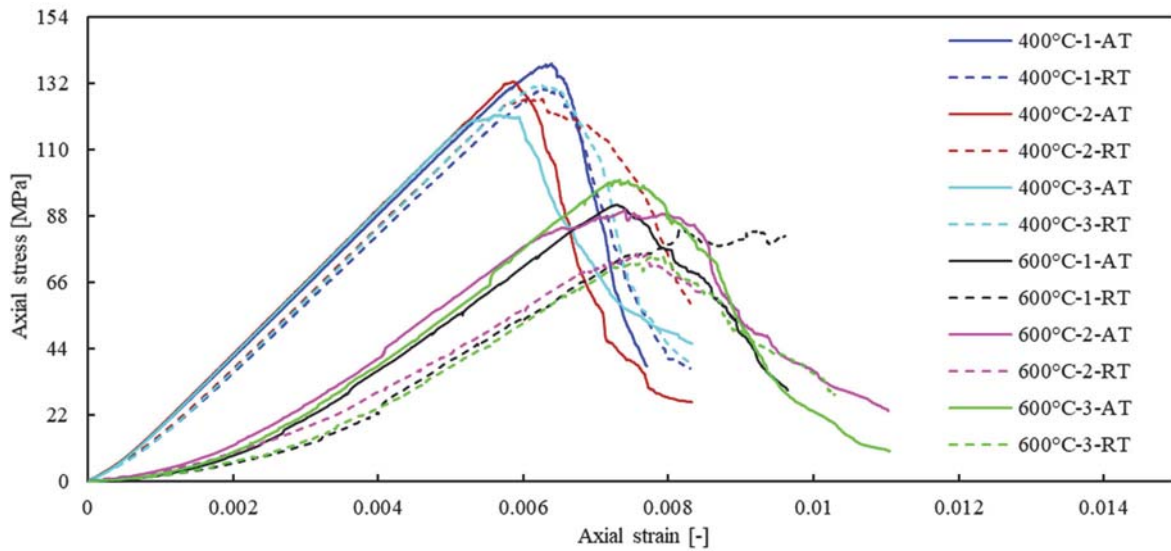


Fig. 7: Stress-strain curves and final failure modes of EG samples at 400 °C and 600 °C

5 Thermal cracking behavior of granite at grain-size level

To further check if the thermal-cracking characteristic also applies to other granite, another granite model was built based on Rizhao granite CT images. The average uniaxial compressive strength (UCS) of Rizhao granite is about 180 MPa, and the average Young's modulus was 31.7 GPa; The main minerals of the granite are quartz (37%), plagioclase (36.2%), K-feldspar (20.6%), mica (2.7%), calcite (2.5%), and clay minerals (1%) (Fan et al. 2020). In laboratory tests, the granite specimens were preheated to high temperatures at a heating rate of 2.5 °C/min to avoid possible thermal shock influence during the heating phase and were kept at the target temperature for three hours. Then, the specimens were slowly cooled to room temperature in a turned-off oven. Granite specimens after cooling treatments were scanned by the Nano Voxel-2200 series high-resolution CT scanning system (Fan et al. 2020).

5.1 Grain-based model set-up

The morphological characteristic of grains in granite is replicated by using the digital image processing (DIP) technique. Fig. 8a shows the CT image of the selected granite. The CT image was first converted to an 8-bit grayscale image with a size of 100×100 pixels using the image processing program ImageJ. The intensity (i.e., image brightness) range of an 8-bit grayscale image is [0,255]. Each pixel has one of the 256 possible intensities which is the so-called grey level. The pixel data matrix was then outputted and interpreted in the numerical code. The Voronoi element (i.e., block) with the same position or smallest distance to the pixel was assigned the corresponding grey value from the data matrix (see Fig. 8c). Numerical elements with specific grey values (i.e., within defined thresholds) can represent different grains. The threshold values of 164 and 217 divide the grayscale image into anastomotic patterns with the crystal morphology. Therefore, the elements with grey values in the range of [0,164], (164,217), and [217,255] were set as feldspar, quartz, mica, respectively.

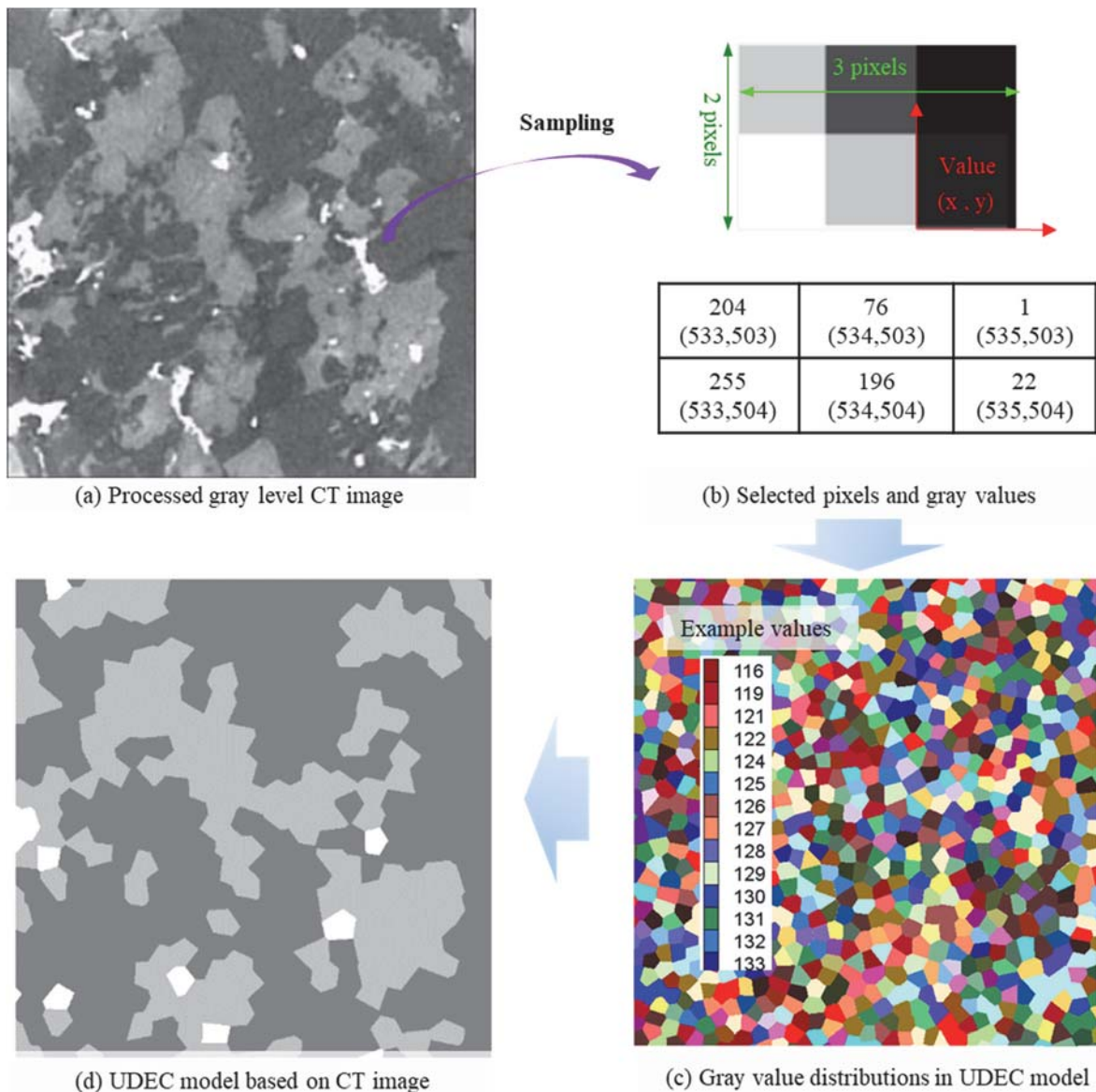


Fig. 8: Scheme of generating the numerical model from the CT image. (a) In the CT image, the lighter color regions indicate high-density minerals, and the gray color regions indicate low-density minerals; mica minerals are shown in white, feldspars in dark gray, and quartz minerals in light gray (Fan et al. 2020)

5.2 Laboratory and Simulation results

Fig. 9 shows the CT images of the granite cube after heating-cooling treatments. The pores and cracks were illustrated in black. Only a few visible micro-cracks were generated in the feldspar minerals of granite after 400 °C heat treatment. The microcracks were then widened significantly after 600 °C heat treatment, especially in feldspar grains. The numerical simulation can reproduce the cracking patterns in the thermal-damaged granite samples. In order to better understand the cracking behavior, the real-time crack distributions of the sample at different heating-cooling stages are plotted in Fig. 10. The number of microcracks increases progressively up to 600 °C, while the value is hardly changing during the whole cooling process. The thermal-induced microcracks formed in lower temperatures will be continuously widened with rising temperature and show a dramatic increase in width around the quartz transition temperature (see Fig. 11). The normal displacements of thermal-induced cracks also illustrate the cracking deformation behaviors during cooling. Most crack openings

decreased with the cooling-contraction effect during the cooling process (see Fig. 12). This is in agreement with the laboratory and simulation results of EG samples.

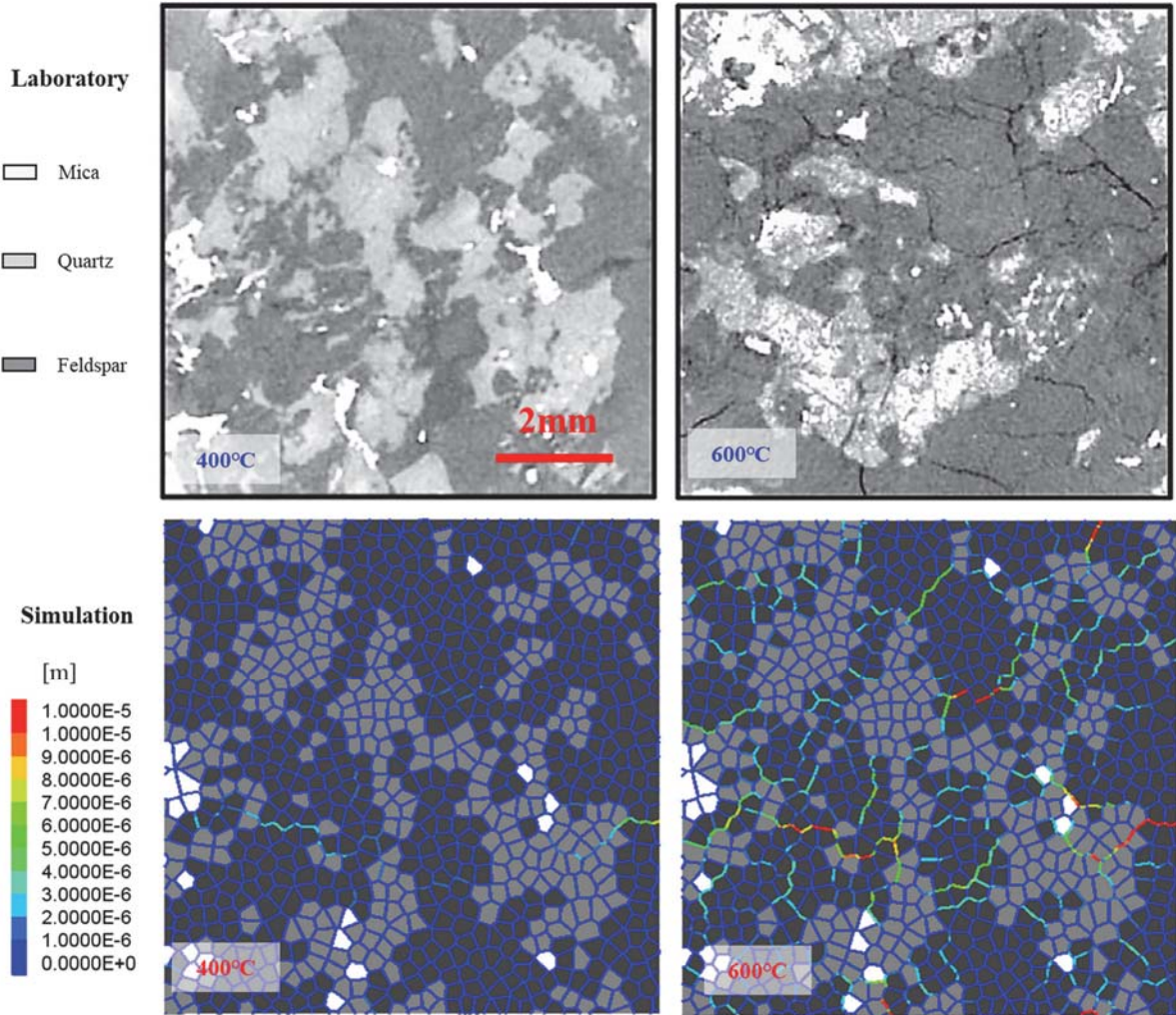


Fig. 9: 2D cross-sectional images of the granite sample at different temperatures in z-direction after cooling treatments. The laboratory data were obtained from (Fan et al. 2020)

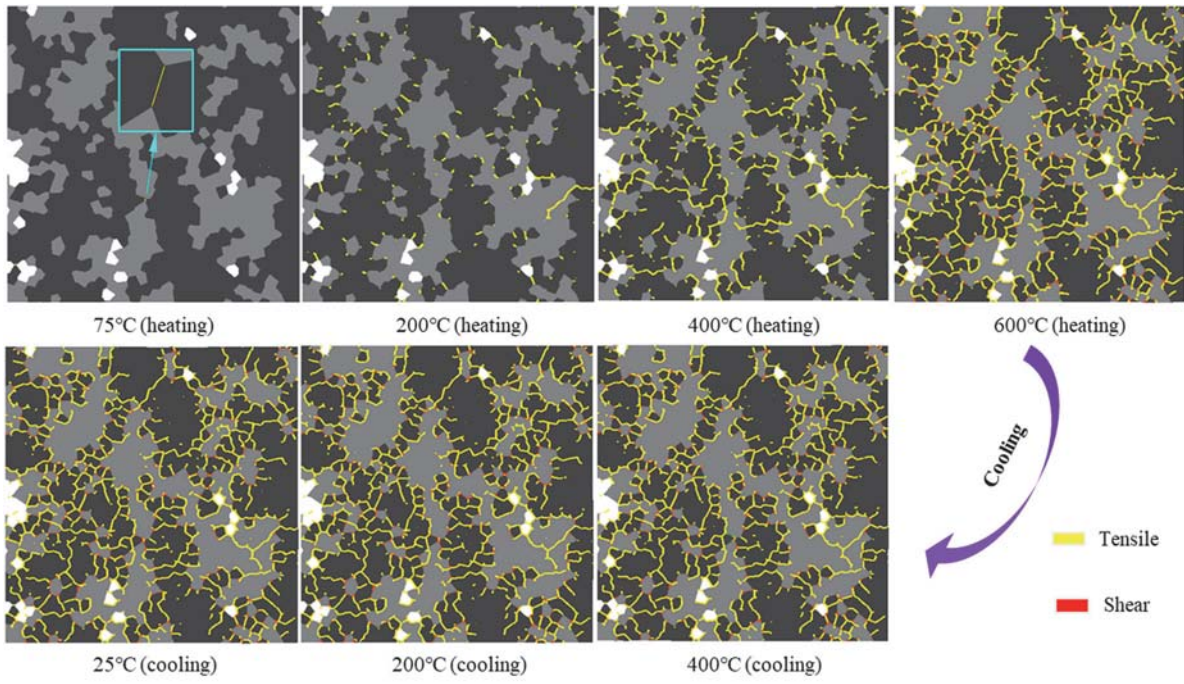


Fig. 10: Microcrack number during a heating-cooling cycle

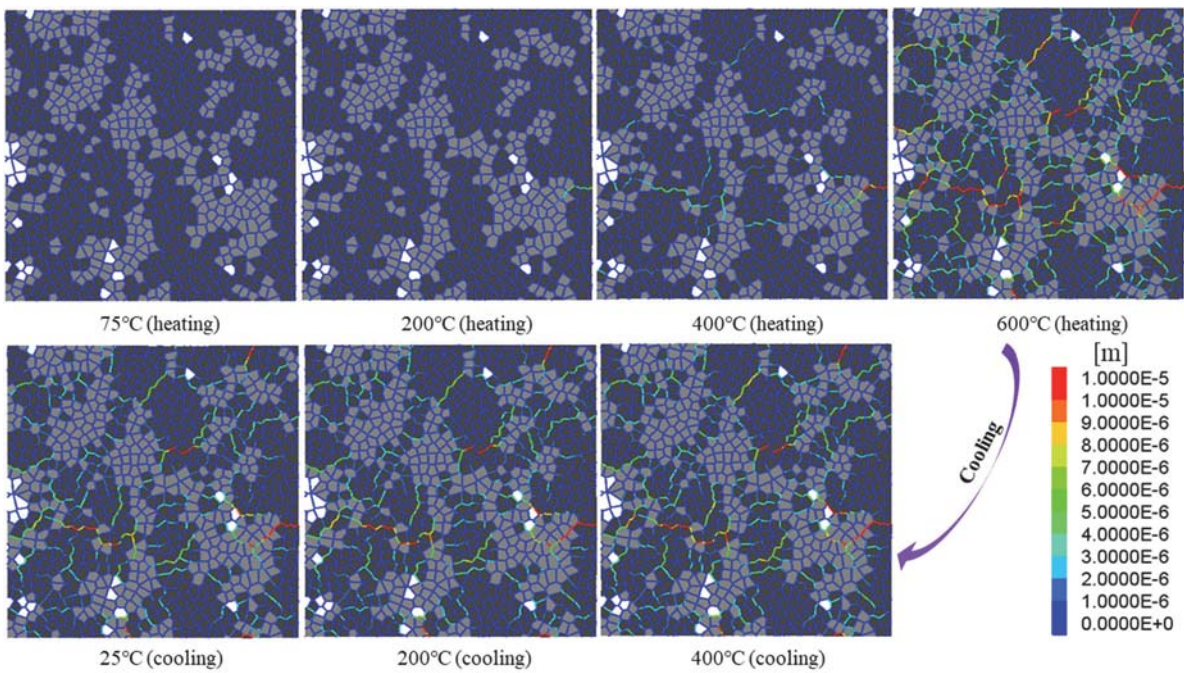


Fig. 11: Normal displacement of cracks in granite during a heating-cooling cycle

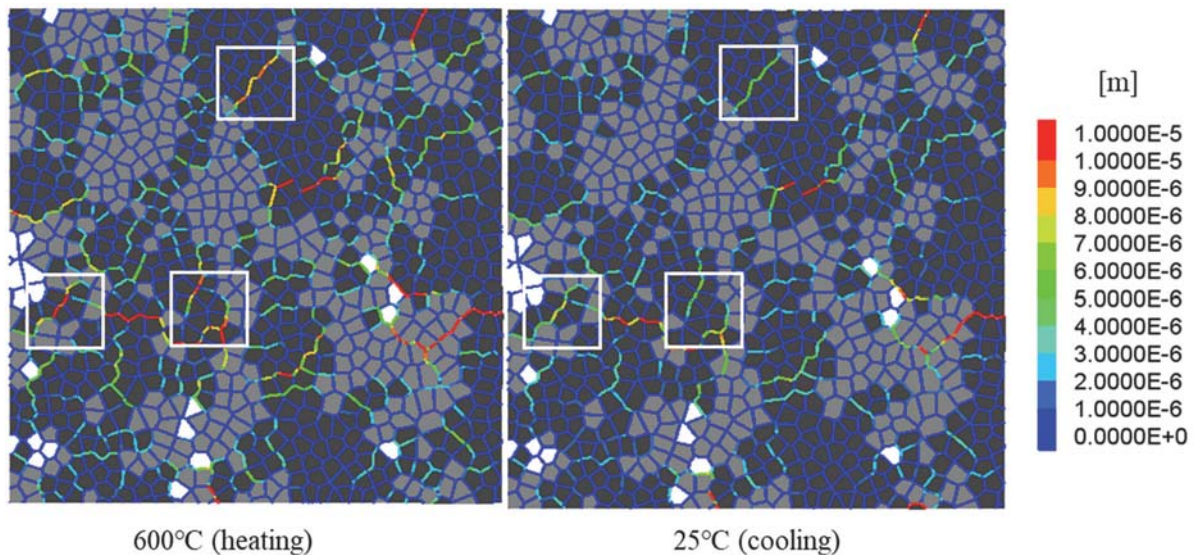


Fig. 12: Normal displacement of cracks in granite during 600°C heating and after cooling to room temperature.

6 Conclusions

In this study, a thermo-mechanical coupled grain-based granite model was used to gain insight into the heating and cooling effects on the cracking behavior of granites under real-time high temperatures. The random distribution and DIP technique were used to duplicate the morphological characteristic of mineral grains of granite in UDEC models. Numerical simulation shows that the thermal-induced microcracks of granite initiate around 75°C. Below the α - β quartz transition temperature at 573°C, new crack initiation and earlier-formed crack widening are the main microstructure changes in granite. After 400°C, more and more cracks induced at lower temperatures have been gradually widened. The sharp volume increase due to α - β quartz transition can significantly widen the earlier formed microcracks. During the cooling process, the total number of microcracks does not show significant changes, while the crack widths change dramatically. The cracking behavior during cooling is featured by the further widening, contraction, or closing of the heating-formed cracks as well as a few induced cracks caused by the cooling-thermal gradient.

The principal mechanisms of thermal cracking behaviors in the heating and cooling stages are different. During heating, the stresses were generated in the neighboring mineral grains with minor thermal expansion (e.g., feldspar) to constrain the volume increase of the mineral grains with a larger expansion coefficient (e.g., quartz). The microcracks were generated once the normal stress exceeds the contact strength, resulting in an equilibrium state between grain strength and stresses. During the slow cooling process, the newly induced microcracks were very few due to the released stress concentrations of the local mineral grains. Therefore, the crack widening or contraction is mainly due to the different mineral block deformations and interactions at the grain scale level. The significant mineral grain contractions during cooling can affect the motions of the neighboring mineral grain segments with broken contact, leading to either crack widening or contraction.

In summary, both the heating and cooling processes significantly influence thermal-induced cracks. During the heating process, cracks are mainly initiating and being

widened; during the cooling process, new cracks are rarely generated, while the increase and decrease of crack widths are the most important microstructure changes. Therefore, it is impossible to accurately study the real-time high-temperature thermal cracking only by observing the crack pattern of the heated rock sample at room temperature in the laboratory. As a promising method, numerical simulation is indispensable in understanding the actual real-time thermal fracture mechanism of rocks under thermal loading.

Acknowledgments

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (Grant No. 52104120). The first author would like to acknowledge the technical support from Dr. Martin Herbst and Prof. Dr. Heinz Konietzky from Geotechnical Institute, TU Bergakademie Freiberg.

References

- Baldo JB, Santos WN dos (2002) Phase transitions and their effects on the thermal diffusivity behaviour of some SiO₂ polymorphs. *Cerâmica* 48:172–177. <https://doi.org/10.1590/S0366-69132002000300011>
- Browning J, Meredith P, Gudmundsson A (2016) Cooling-dominated cracking in thermally stressed volcanic rocks. *Geophys Res Lett* 43: 8417 – 8425. <https://doi.org/10.1002/2016GL070532>
- Fan L, Gao J, Du X, Wu Z (2020) Spatial gradient distributions of thermal shock-induced damage to granite. *J Rock Mech Geotech Eng* 12: 917 – 926. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2020.05.004>
- Fourier JBJ, Freeman A (1878) *The Analytical Theory of Heat*. Cambridge University Press, Cambridge
- Ghazvinian E, Diederichs MS, Quey R (2014) 3D random Voronoi grain-based models for simulation of brittle rock damage and fabric-guided micro-fracturing. *J Rock Mech Geotech Eng* 6: 506 – 521. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.09.001>
- Glover PWJ, Baud P, Darot M, et al (1995) α/β phase transition in quartz monitored using acoustic emissions. *Geophys J Int* 120: 775 – 782. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.1995.tb01852.x>
- Itasca (2018) *Universal Distinct Element Code*. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, USA
- Kumari WGP, Ranjith PG, Perera MSA, et al (2017) Temperature-dependent mechanical behaviour of Australian Strathbogie granite with different cooling treatments. *Eng Geol* 229: 31 – 44. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.09.012>
- Ma X, Wang G, Hu D, et al (2020) Mechanical properties of granite under real-time high temperature and three-dimensional stress. *Int J Rock Mech Min Sci* 136: 104521. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2020.104521>
- Nordlund E, Zhang P, Dineva S, et al (2014) Impact of fire on the stability of hard rock tunnels in Sweden
- Sippel J, Siegesmund S, Weiss T, et al (2007) Decay of natural stones caused by fire damage. *Geol Soc Spec Publ* 271: 139 – 151. <https://doi.org/10.1144/GSL.SP.2007.271.01.15>
- Sorrell CA, Anderson HU, Ackermann RJ (1974) Thermal expansion and the high–low transformation in quartz. II. Dilatometric studies. *J Appl Crystallogr* 7: 468 – 473. <https://doi.org/10.1107/s0021889874010223>

- Wang F, Konietzky H (2019) Thermo-Mechanical Properties of Granite at Elevated Temperatures and Numerical Simulation of Thermal Cracking. *Rock Mech Rock Eng* 52: 3737 – 3755. <https://doi.org/10.1007/s00603-019-01837-1>
- Wang F, Konietzky H (2022) Thermal Cracking in Granite During a Heating–Cooling Cycle up to 1000 °C: Laboratory Testing and Real-Time Simulation. *Rock Mech Rock Eng*. <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02740-4>
- Wang F, Konietzky H, Herbst M (2020) Thermal effect of load platen stiffness during high-temperature rock-mechanical tests. *Comput Geotech* 126: 103721. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103721>
- Wang F, Konietzky H, Herbst M, Chen W (2022a) Mechanical responses of grain-based models considering different crystallographic spatial distributions to simulate heterogeneous rocks under loading. *Int J Rock Mech Min Sci* 151: 105036. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2022.105036>
- Wang F, Konietzky H, Ismael M, et al (2022b) Grain Based Discrete Element Modeling of Thermo-Mechanical Response of Granite Considering Heating and Cooling Effects (Submitted). *Rock Mech Rock Eng*
- Wang Z, He A, Shi G, Mei G (2018) Temperature Effect on AE Energy Characteristics and Damage Mechanical Behaviors of Granite. *Int J Geomech* 18:04017163. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001094](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001094)
- Waples DW, Waples JS (2004) A review and evaluation of specific heat capacities of rocks, minerals, and subsurface fluids. Part 2: Fluids and porous rocks. *Nat. Resour. Res.* 13: 123 – 130
- Yang Z, Yang S-Q, Tian W-L (2021) Peridynamic simulation of fracture mechanical behaviour of granite specimen under real-time temperature and post-temperature treatments. *Int J Rock Mech Min Sci* 138:104573. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2020.104573>
- Yin T bing, SHU R hua, LI X bing, et al (2016) Comparison of mechanical properties in high temperature and thermal treatment granite. *Trans Nonferrous Met Soc China (English Ed* 26: 1926 – 1937. [https://doi.org/10.1016/S1003-6326\(16\)64311-X](https://doi.org/10.1016/S1003-6326(16)64311-X)
- Zhang B, Tian H, Dou B, et al (2021) Macroscopic and microscopic experimental research on granite properties after high-temperature and water-cooling cycles. *Geothermics* 93: 102079. <https://doi.org/10.1016/j.geothermics.2021.102079>

Laminar and turbulent flow in rough-walled rock fractures

Laminare und turbulente Strömung in rauhen Gesteinsklüften

Maxim Finenko, Heinz Konietzky

Geotechnical Institute, TU Bergakademie Freiberg
Gustav-Zeuner-Straße 1, 09599 Freiberg

Abstract

Existing studies of the fluid flow in rough-walled rock fracture are generally focused on the laminar flow regime which is subdivided into i) fully viscous (Darcy), ii) weak inertial and iii) strong inertial (Forchheimer) regimes. We construct realistic 2D fracture models from a 3D scanned surface of a fractured rock sample and simulate fluid flow through the model with open-source CFD toolbox OpenFOAM. We examine both laminar and turbulent regimes and the laminar–turbulent transition, obtaining the time-averaged flow fields via steady-state RANS simulation and employing various industry standard turbulence models. Developed workflow is shown to perform reliably for wide range of Reynolds numbers and fracture geometries, including both shear displacement and artificial small-scale wall roughness.

Zusammenfassung

Die vorhandenen Studien der Fluidströmung in rauhen Gesteinsklüften befassen sich meistens mit dem laminaren Strömungsregime, welches dann in folgenden Regimen unterteilt wird: i) völlig viskos (Darcy), ii) schwach inertial, und iii) stark inertial (Forchheimer). Wir erzeugen realistische 2D Klüftmodelle aus einem 3D Scan der Oberfläche einer gespalteten Gesteinsprobe, und simulieren die Fluidströmung mit open-source CFD Toolbox OpenFOAM. Wir untersuchen sowohl die laminare und turbulente Strömungsregimen als auch den laminar–turbulenten Übergang, und erfassen die zeitgemittelten Strömungsfelder via stationärer RANS Simulation mit Hilfe von industrieüblichen Turbulenzmodellen. Das entwickelte Workflow funktioniert zuverlässig für einen breiten Bereich von Reynoldszahlen und Klüftgeometrien, einschließlich sowohl die Scherverschiebung als auch die künstlich angebrachte kleinperiodische Wandrauigkeit.

1 Introduction

Fluid flow through rough-walled fractures is an important subject of studies in the field of applied geosciences. In various rock formation types the permeability of the matrix is low enough to allow fluid transport only via networks of interconnected fractures. Good examples of such low-permeable formations are crystalline rocks such as basalt or granite; these rock types have to be often dealt with in various applications such as geothermal energy extraction, radioactive waste disposal or carbon capture and storage.

The problem of fluid flow in rough-walled rock fracture can be roughly subdivided into i) 'rock' part dealing with the construction of the fracture geometry model and ii) 'fluid' part dealing with the actual fluid flow modeling. We addressed the first part at length in Finenko and Konietzky (2021), proposing a fully 3D fracture aperture metric based on Hausdorff distance. In this article we would focus on the second part of fluid flow modeling.

Classical approach assumes local validity of cubic law (Witherspoon et al., 1979) for every element of the fracture surface, which implies smoothly varying aperture; this type of flow is purely viscous and is governed by Reynolds lubrication equations (Brown, 1987). Next, Stokes creeping flow allows fully arbitrary aperture with stark variations (Mourzenko, 1995). Finally, solution of full Navier–Stokes equations lifts all constraints on Reynolds number of the flow ($Re \leq 1$ for Reynolds and Stokes flows), being first implemented for a 2D case by Skjetne et al. (1999) and for 3D case by Zimmerman et al. (2004).

2 Problem statement

We aim to model fracture flow for both laminar and turbulent flow regimes, which increases considerably the complexity of the numerical implementation. Industry standard turbulence models such as SKE or SKW (standard $k-\omega$ or standard $k-\omega$, respectively) were developed for a RANS (Reynolds-Averaged Navier–Stokes) simulation approach, averaging out all length scales of turbulent fluctuations and yielding averaged flow fields (e.g. velocity, pressure). If the simulated flow is stationary, a steady-state implementation is often used. In our case, fluid flow through curvilinear rough-walled fracture is expected to be non-stationary except for the low Re range of fully viscous laminar flow. Still, as we evaluate the overall fracture permeability, short-periodic fluctuations are of less interest to us, so that a steady-state approach may be viable.

3 Fracture models

We construct our 2D fracture models from a 3D scan of a fractured basalt sample. First, we build a realistic 3D fracture model, aligning both upper and lower surfaces seeking for a minimal overall aperture, which corresponds to the best possible matching of the surfaces. Resulting 'no shear' model is then sheared in x-direction by 0.5, 1, 1.5, 2 and 3 mm, respectively, maintaining the 'no contact' rule by applying necessary vertical shift for each position. We thus obtain 6 different 3D sheared models, from which we cut out a single 2D profile with an average JRC of 15.02 (following Tatone and Grasselli, 2010). Resulting 2D sheared models are presented in Figure 1, with respective roughness and aperture metrics in Table 1.

Secondly, we generate 3 levels of small-scale roughness from bandpass-filtered random noise (noise A, B, and C, respectively), and add it to the initial model, producing 3 additional 'roughened' models, which are shown in a zoomed-in view in Figure 2 (due to high aspect ratio $h/L \sim 333$ of the model roughness is barely discernible otherwise). We point out that while mean vertical fracture aperture $h_{\text{avg}}=0.379$ mm is per definition not influenced by the added roughness, mean Hausdorff distance d_{avg} decreases by $\sim 19\%$ from 0.363 to 0.295 mm.

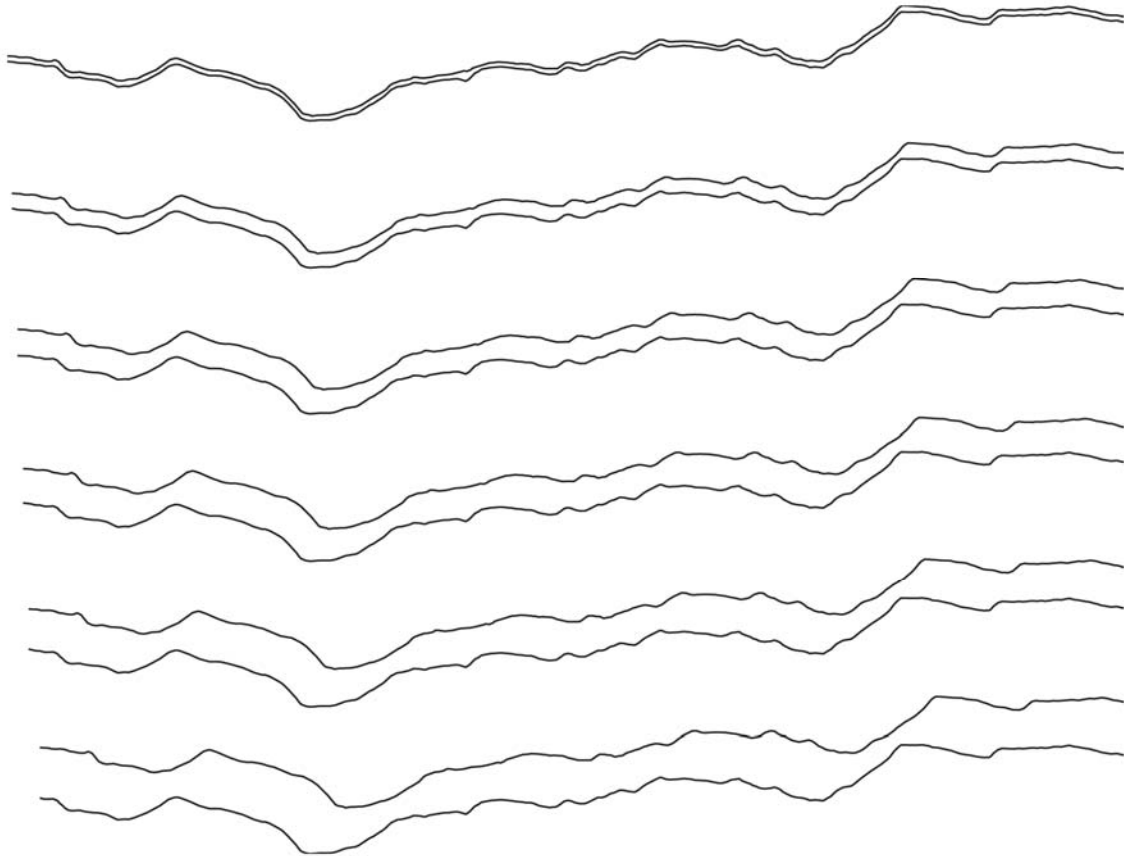


Fig. 1: Scan-based 2D models, increasing shear displacement: $\Delta x=0, 0.5, 1, 1.5, 2$ and 3 mm. Note that model length (initially $L=10$ cm) diminishes with increasing shear.

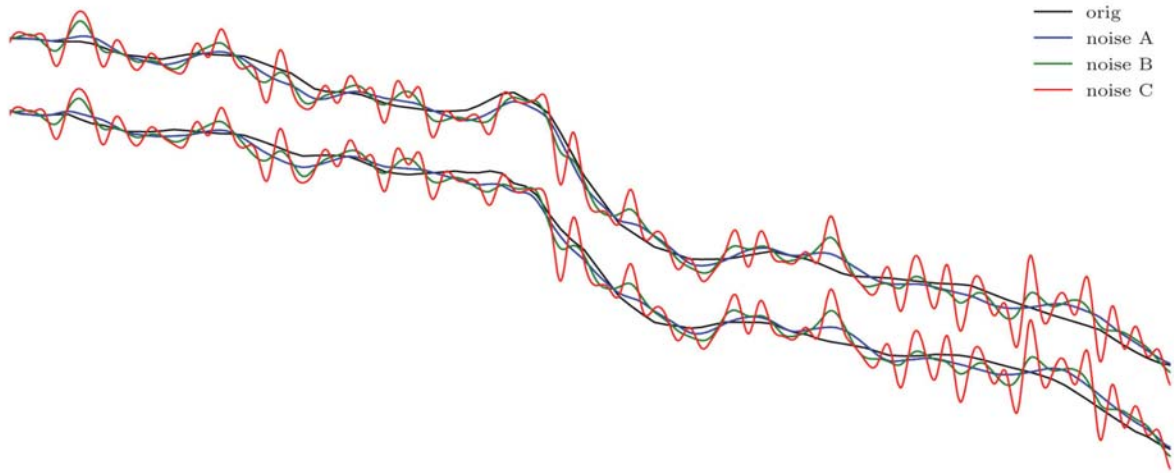


Fig. 2: Scan-based 2D models, increasing random noise roughness: zoomed-in view of the first 1 cm of the 10 cm-long models.

	JRC	G _{2D}	h _{min}	h _{max}	h _{avg}	y _h	d _{min}	d _{max}	d _{avg}	y _d
<i>increasing shear</i>										
0 mm	15.02	15.71	0.241	0.688	0.379	0.047	0.241	0.658	0.364	0.044
0.5 mm	15.03	15.88	0.569	1.559	1.014	0.154	0.458	1.224	0.972	0.152
1 mm	15.03	15.83	0.891	2.597	1.674	0.283	0.754	2.083	1.604	0.277
1.5 mm	15.11	15.93	1.121	3.552	2.206	0.403	0.965	2.966	2.117	0.396
2 mm	15.10	15.87	1.221	4.208	2.574	0.513	1.135	3.677	2.475	0.507
3 mm	15.15	15.87	1.306	5.168	3.114	0.720	1.109	4.885	3.001	0.712
<i>increasing roughness</i>										
orig	15.02	15.71	0.241	0.688	0.379	0.047	0.241	0.658	0.364	0.044
+ noise A	16.04	17.43	0.242	0.685	0.379	0.047	0.226	0.661	0.361	0.046
+ noise B	17.52	25.26	0.242	0.687	0.379	0.047	0.156	0.662	0.341	0.054
+ noise C	19.84	43.05	0.241	0.688	0.379	0.047	0.100	0.663	0.295	0.081

Table 1: Geometry of the simulated 2D fracture models: roughness metrics JRC, Grasselli G_{2D} (averaged from top and bottom surfaces); vertical aperture h and Hausdorff distance d (in mm).

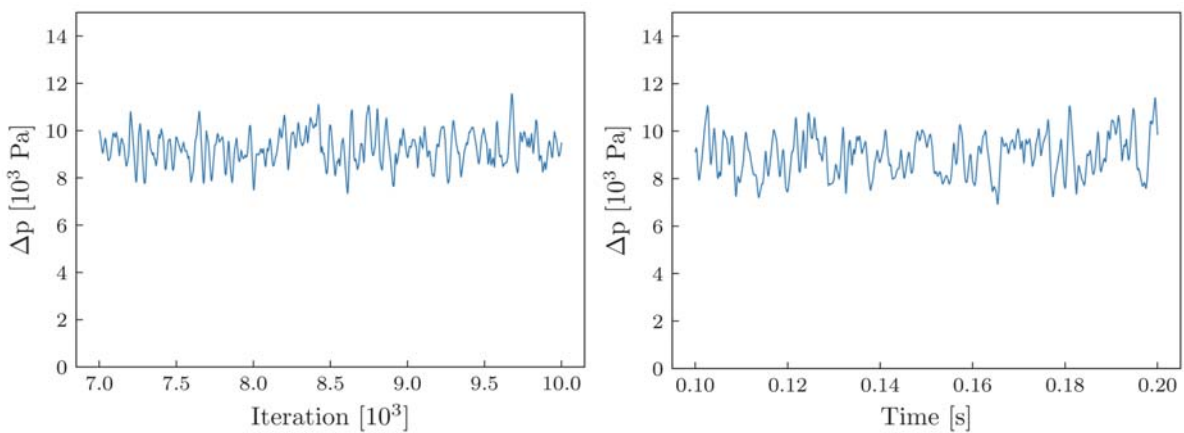


Fig. 3: Steady-state vs transient simulation of a non-stationary laminar flow at Re=2000: plots of pressure difference Δp for steady-state (left) and transient (right) simulations.

4 CFD simulation setup

Generated 2D fracture models are fed into the typical CFD workflow, which typically consists of i) meshing, ii) flow simulation and iii) post-processing steps.

Meshing. For a 2D case there are virtually no constraints on the cell count, which allows us to employ high-resolution meshes with cell size ~ 10 μm . One notable complication arises due to the wall functions required by the turbulence models; such functions are primarily dependent on the dimensionless wall distance y^+ , which in turn varies with flow velocity.

Flow simulation. As mentioned earlier, we choose a runtime-efficient approach and employ a steady-state RANS simulation. For a stationary flow, steady-state simulation converges to an exact solution; however, for a non-stationary flow we obtain a time-averaged flow field; for a turbulent flow (which is per definition non-stationary) RANS approach averages out (i.e. models, not resolves) turbulent fluctuations on all length scales. In the case of an undulating fracture flow where we deal with both laminar and turbulent non-stationary flow regimes, steady-state simulation always provides a statistically-averaged picture where dominant flow paths are augmented while random vortices are averaged out. Clear advantage of this approach is the ability to simulate for a large number of geometries and wide range of Reynolds numbers.

To verify the viability of steady-state approximation, we choose the non-stationary laminar flow at $\text{Re}=2000$, which provides most large-scale vortices and run both steady-state and transient simulations. Pressure drop fluctuations are presented in Fig. 3 (time axis for steady-state deals with pseudo-time iterations). Most important takeout is that in both cases pressure drop fluctuates around the same average value.

A further clarification has to be made with respect to the laminar–turbulent transition zone. In the smooth pipe flow Re of the transition may lie anywhere between 2300 – 10000 (or even higher); roughness, curvature and variable aperture tend to shift the transition towards the lower limit of ~ 2300 , which is a commonly accepted threshold. Exact modeling of the laminar–turbulent transition is in itself quite complex area of CFD and lies outside of the scope of this study. We chose to implement a simpler approach and simulate both laminar and turbulent regimes in the overlap zone between $\text{Re}=1$ –10000.

Post-processing. As the main quantitative output parameter, we evaluate fracture permeability k which is calculated from the pressure drop–volumetric flowrate (Δp , Q) value pair. As an addition we employ Darcy friction factor f which is quite common in pipe flow studies; most notably, friction factor for rough-walled straight pipes is given by the Moody's chart and implicit Colebrook–White equation (which in turn is closely approximated by the Haaland equation).

Apart from the bulk parameters, for each simulation we obtain several fields of flow parameters (p , U) and turbulence quantities (v_t , k , ω , depending on the chosen turbulence model). As mentioned earlier, these fields are in fact time-averaged representations of the actual (stationary or non-stationary) flow pattern.

5 Results and discussion

In Figures 4 – 6 we present the obtained results for two groups: i) increasing shear displacement, and ii) increasing roughness. Due to huge variation in Re (0.1 to 10^6) and k , f all plots are in log-log scale. Note the dashed black, green and red lines in $f(Re)$ plots, which denote laminar ($96/Re$) and turbulent (Blasius and Haaland) scalings, respectively; laminar scaling is not met by the data as we deal with the curvilinear (instead of a straight) flow channel of a variable aperture - all data points are above the scalings due to the additional friction. Square and diamond markers denote laminar and turbulent solver modes.

5.1 Influence of increasing shear displacement

Growing Δx leads to a rapid increase in mean aperture h_{avg} (cf. Table 1). Permeability k increases accordingly, with the largest increment happening between 0 and 0.5 mm. With growing Re we observe the same non-linear downward slope as in Zimmerman et al. (2004), although the onset of non-linearity clearly occurs earlier for wide 2 and 3 mm sheared models. Laminar–turbulent transition results in a sharp decrease in k , which is reflected by the vertical gap between two solver modes. This gap is larger for the narrow 0 and 0.5 mm models and virtually non-existent for wide 2 and 3 mm models. For turbulent regime at the upper end of the Re range, friction factor data follows the (shifted) Haaland scaling; while permeability continues to fall as $\sim 1/Re$.

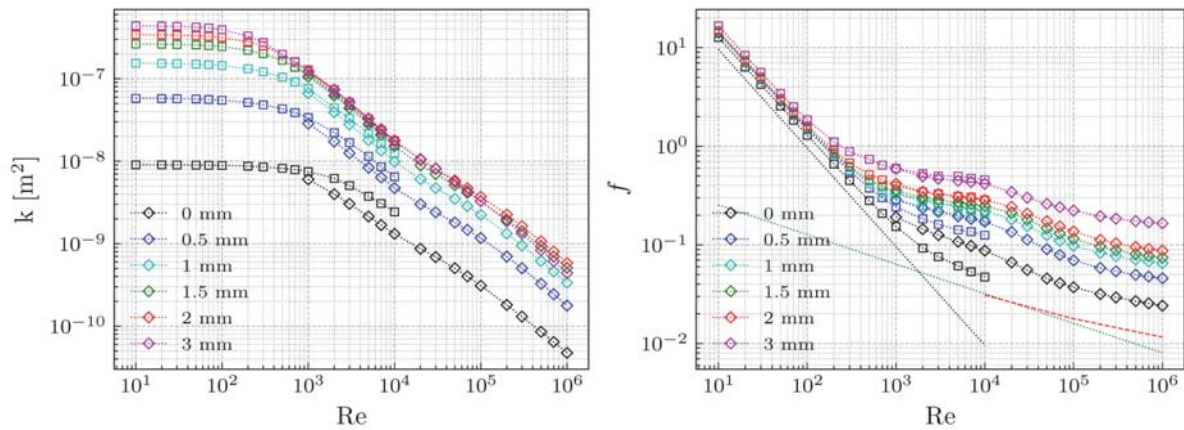


Fig. 4: Influence of increasing shear displacement: permeability (left) and friction factor (right). Squares denote laminar, diamonds — turbulent solver regimes.

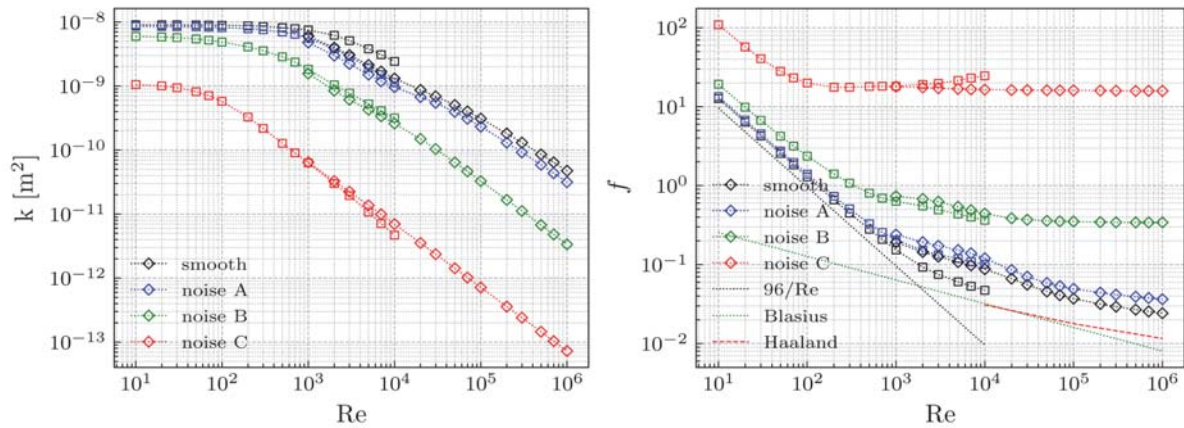


Fig. 5: Influence of increasing roughness: permeability (left) and friction factor (right). Squares denote laminar, diamonds — turbulent solver regimes.

5.2 Influence of increasing roughness

Applied random noise-based roughness drastically increase surface roughness (cf. Table 1); resulting y/h (standard deviation of roughness to average aperture) ratios are 0.064, 0.115 and 0.265 for noise A, B and C, respectively.

As roughness increases, initial ($\Delta x = 0$ mm) f and k curves are transformed, yet in a different manner. Similar to Moody's chart or Nikuradse experimental data, friction factor curves switch from Blasius or Haaland scaling ($\sim 1/Re$) to Re -independent Strickler scaling which is solely controlled by the wall roughness (i.e. y/h ratio) — this corresponds to switch from hydraulically smooth to hydraulically rough wall as flow velocity and Re increases.

5.3 Flow field analysis

Velocity. Zoomed-in views of the velocity fields for laminar and turbulent flow regime are shown in Figures 6 – 7. We observe a gradual transition between i) viscous laminar regime (symmetric velocity profile with maxima along the fracture centerline) at $Re=0.1$ to ii) inertial laminar regime at $Re = 10^2$ (asymmetric velocity profile, yet the flow field is still stationary), to non-stationary inertial laminar regime with onset of non-stationary vortex-shedding at $Re = 10^3$, (although bulk Re number of the flow is still well below critical $Re = 2300$). Same impinging flow tube pattern reported by Skjetne et al. (1999) is clearly visible, following the shortest and most energy-efficient trajectory through the fracture bends. Roughness increase allows for much easier and more abundant vortex generation at every asperity. In turbulent flow (Figure 7) regime velocity fields are largely similar — all non-stationary fluctuations are properly averaged out by the turbulence model. Note that flow tubes expand with growing Re and decreasing wall roughness. It follows that all vortices visible along the sawtooth pattern of the roughest (noise C) model are de facto stationary; the energy lost by the fluid due to all these detours is reflected by the large increase of the friction factor.

Turbulence parameters. We employ two-equation standard $k - \omega$ (SKW) turbulence model; k denotes turbulence kinetic energy while ω stands for its specific dissipation rate, with $v_t = k/\omega$. Obtained parameter fields are presented in Figure 8. In every model we observe the same interplay between turbulence parameters (v_t , k , ω) and velocity: high-velocity flow tubes correspond to minima in k , ω ; flow tubes are bordered by thin stripes or jets of very high k , ω corresponding to both high production and dissipation of the turbulence kinetic energy. Turbulence generated at every encountered sharp feature is then carried along by the flow, leading to swept-back plumes of high k and v_t further downwind; the distinction is that $v_t = k/\omega$ takes into account the dissipation near the walls, where ω is high and v_t is low; v_t is thus higher along the main flow path and especially in the recirculation zones.

6 Conclusions

We present results of our CFD simulations of both laminar and turbulent flow in a 2D rough-walled rock fracture. Our data complements the results obtained by Skjetne et al. (1999) for the viscous and inertial stationary laminar flow regimes, extending the Re well into the turbulent range. Furthermore, we implement a range of realistic scan-based 2D models with stark variations of mean aperture in the range of $\sim 0.3 - 3$ mm, with the respective Δz shift determined from the 3D fracture model; as well as different degrees of artificial wall roughness. Having obtained the permeability and friction factor data for variations of both roughness and shear displacement, we draw

a logical albeit rather obscure and neglected parallel to the well-studied area of laminar and turbulent flow in rough and curvilinear pipes and ducts. Performed flow field analysis provides an exhaustive visualisation of the flow specifics and allows us to gain insight regarding the distribution and mutual interaction of the flow and turbulence parameters.

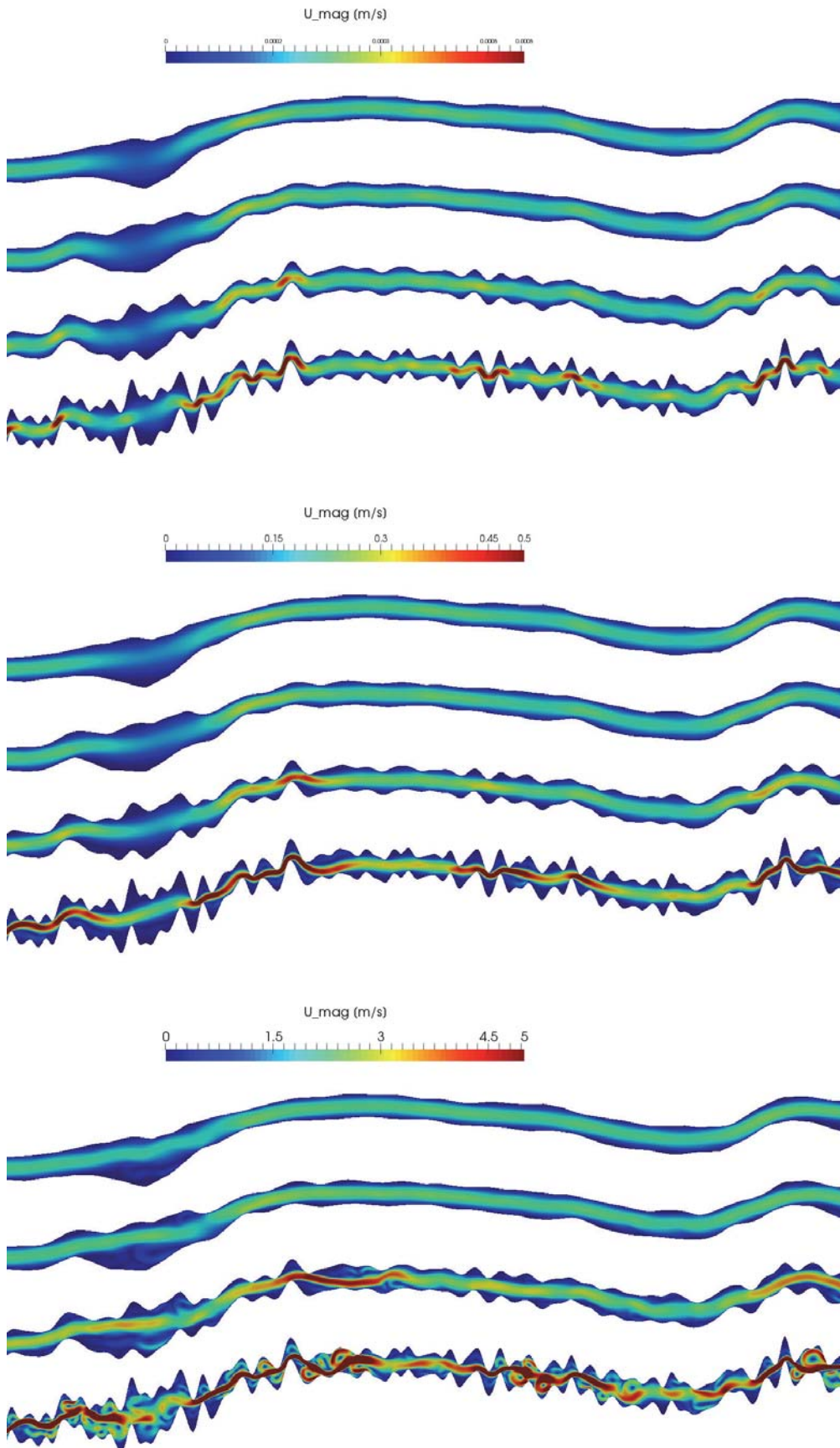


Fig. 6: Flow fields, zoomed-in view, increasing roughness. Top to bottom: velocity plots for laminar flow regime, $Re = 0.1, 10^2, 10^3$.

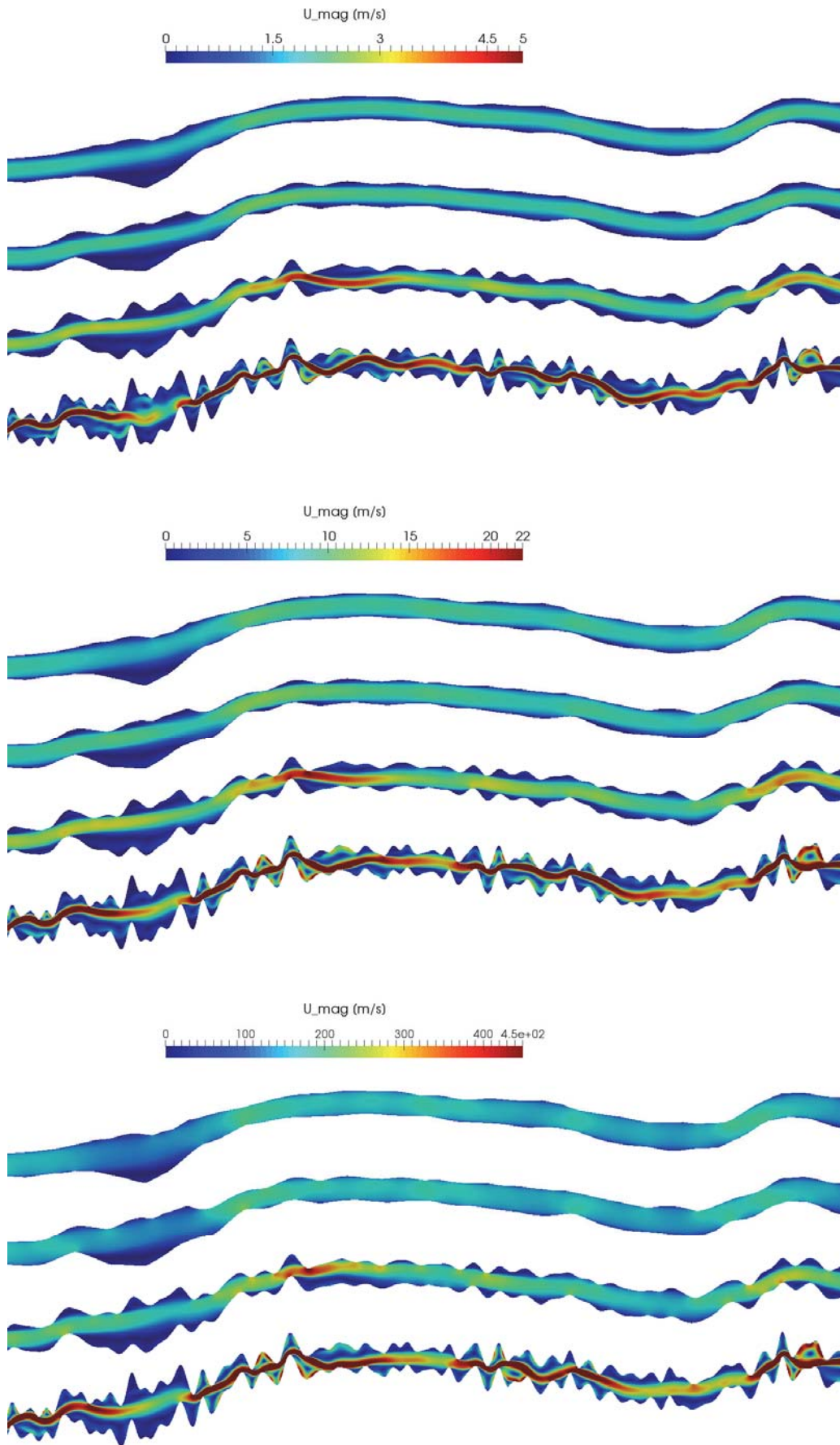


Fig. 7: Flow fields, zoomed-in view, increasing roughness. Top to bottom: velocity plots for turbulent flow regime, $Re = 10^3, 5 \cdot 10^3, 10^5$.

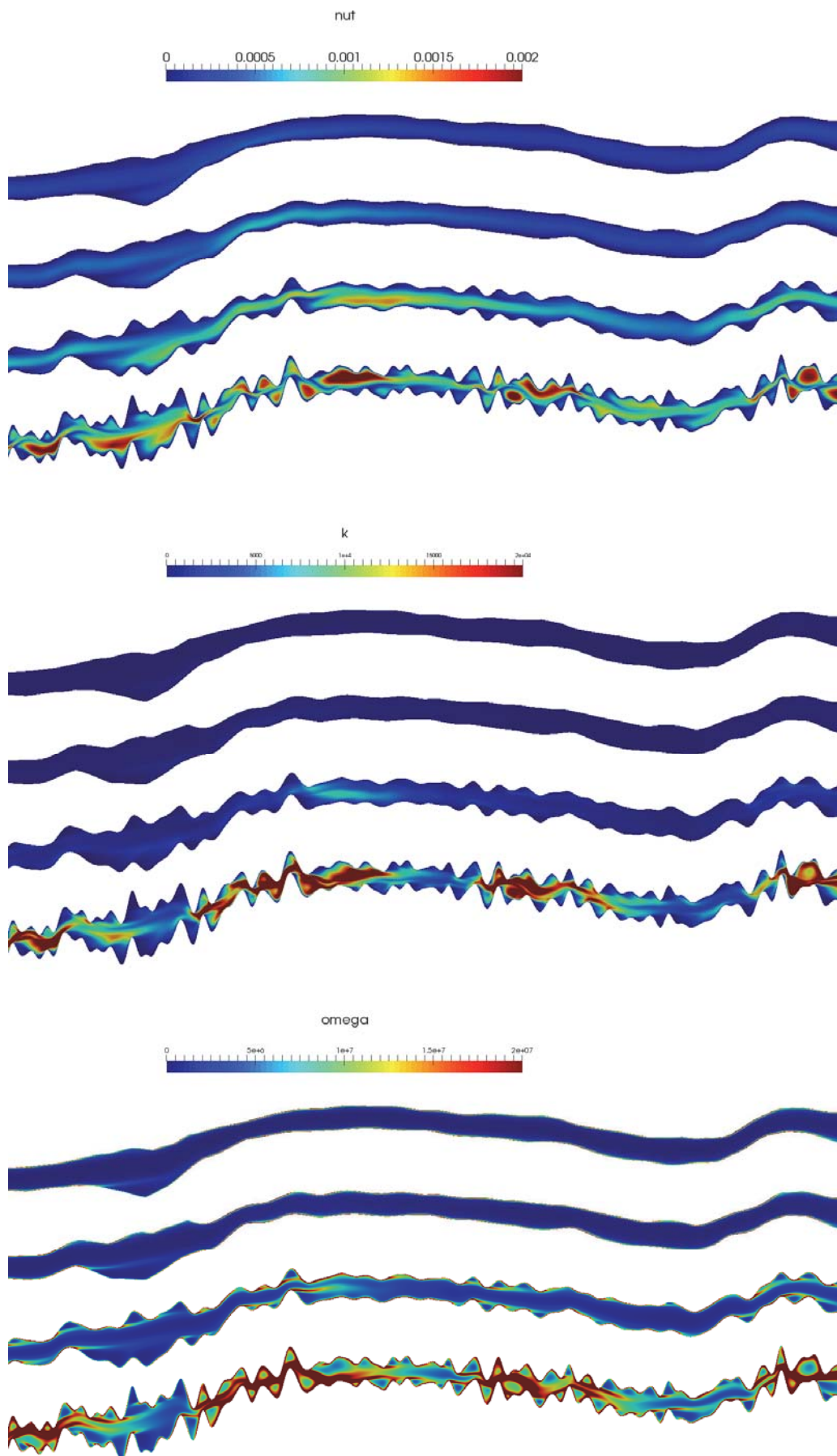


Fig. 8: Flow fields, zoomed-in view, increasing roughness. Top to bottom: plots of turbulence parameters ν_t , k , ω for turbulent flow regime, $Re = 10^5$.

Bibliography

Brown, S. R. (1987). Fluid flow through rock joints: the effect of surface roughness. *Journal of Geophysical Research* **92**, 1337–1347. DOI: 10.1029/JB092iB02p01337

Finenko, M. and Konietzky, H. (2021). Hausdorff distance as a 3D fracture aperture metric. *Rock Mechanics & Rock Engineering* **54**, 2355–2367. DOI: 10.1007/s00603-021-02367-5

Mourzenko, V. V., Thovert, J.-F., and Adler, P. M. (1995). Permeability of a single fracture: validity of the Reynolds equation. *J. Phys. II France* **5**, 465–482. DOI: 10.1051/jp2:1995133

Skjetne, E., Hansen, A., and Gudmundsson, J. S. (1999). High-velocity flow in a rough fracture. *Journal of Fluid Mechanics* **383**, 1–28.

Tatone, B. and Grasselli, G. (2010). A new 2D discontinuity roughness parameter and its correlation with JRC. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* **47**, 1391–1400. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2010.06.006

Witherspoon, P. A., Wang, J., Iwai, K., and Gale, J. E. (1980). Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture. *Water Resources Research* **16**, 1016–1024. DOI: 10.1029/wr016i006p01016

Zimmerman, R. W., Al-Yaarubi, A., Pain, C. C., and Grattoni, C. A. (2004). Nonlinear regimes of fluid flow in rock fractures. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* **41**, 163–169. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2004.03.036

Modelling the anisotropic response of an orthotropic rock

Modellierung der anisotropen Antwort eines orthotropischen Festgesteins

Julia Leuthold

National Cooperative for the Disposal of Radioactive Waste Nagra, Hardstrasse 73,
CH – 5430 Wettingen, Switzerland

Eleni Gerolymatou

TU Clausthal-Zellerfeld, Erzstraße 20, 38678 Clausthal-Zellerfeld

Abstract

Anisotropy, i.e. the variation of any given property of the material with direction, can have a significant effect on the material response to loading. It is present in most types of geomaterials, ranging from granular soils to hard rocks. In clays and rocks the anisotropy is present in their natural state also in the absence of load, though seldom observed with imaging methods. Such anisotropy, often called 'inherent', is becoming of increasing relevance for a number of applications in rock engineering, for example tunneling, nuclear waste disposal and reservoir engineering and is the subject of the present work. The different approaches for the simulation of the elastoplastic response of intact rock from the literature are summarized and discussed. Experimental results on a weak calcitic sandstone are used as reference. The anisotropy of the elastic response is taken into account. For the determination of the yield point the projection method is used and different projections are discussed. The flow rule is the least investigated part of anisotropic mechanical behavior and is here analyzed in detail along with the advantages and disadvantages of different assumptions. Finally, the effect of anisotropy is illustrated by means of a boundary problem and conclusions are drawn.

Zusammenfassung

Die Anisotropie, d. h. die Variation einer bestimmten Materialeigenschaft mit der Richtung, kann sich erheblich auf die Reaktion des Materials auf eine Belastung auswirken. Sie kommt in den meisten Arten der Geomaterie, von körnigen Böden bis hin zu harten Felsen, vor. In Tonen und Gesteinen ist die Anisotropie in ihrem natürlichen Zustand auch ohne Belastung vorhanden, obwohl sie mit bildgebenden Verfahren nur selten beobachtet wird. Diese oft als "inhärent" bezeichnete Anisotropie gewinnt für eine Reihe von Anwendungen im Felsbau, z. B. im Tunnelbau, in der Endlagerung von Atommüll und im Lagerstättenbau, zunehmend an Bedeutung und ist Gegenstand der vorliegenden Arbeit. Die verschiedenen Ansätze zur Simulation des elastoplastischen Verhaltens von intaktem Gestein in der Literatur werden zusammengefasst und diskutiert. Experimentelle Ergebnisse an einem schwachen kalzitischen Sandstein dienen als Referenz. Ausserdem wird die Anisotropie der elastischen Antwort berücksichtigt. Für die Bestimmung der Fließgrenze wird die Projektionsmethode verwendet und verschiedene Projektionen werden diskutiert. Die Fließregel ist der am wenigsten untersuchte Teil des anisotropen mechanischen Verhaltens und wird hier zusammen mit den Vor- und Nachteilen der verschiedenen Annahmen im Detail analysiert. Zum Schluss wird die Wirkung der Anisotropie anhand eines Randproblems veranschaulicht und es werden Schlussfolgerungen gezogen.

Introduction

Anisotropy is observed often not only in rock mass but also in intact rock as a result of its internal structure and its genesis history [2][7][18]. It is commonly present in sedimentary and metamorphic rocks and can even appear in igneous rock. Despite its significance for a variety of applications, such as reservoir engineering, infrastructure works and nuclear waste disposal, rock is commonly assumed isotropic for the sake of simplicity. The main reason lies in the difficulty of properly taking anisotropy into account. Significant effort is required to determine in the laboratory the internal variables of the material, when anisotropy is accounted for, due to the increase in the number of the material parameters. Additional difficulties are also linked to its constitutive description, mostly from a conceptual point of view. However, in the last years significant efforts have been made in this direction.

Linear elasticity can be simulated using the anisotropic Hooke's law [23], while for the yield criterion three main alternatives are present in the literature. The most simple approach are weakness plane models, where the rock matrix is assumed isotropic but containing a set of closely spaced weakness planes, e.g. [9]. Another approach is the definition of anisotropic material parameters, which are then expressed in the form of tensors rather than constants, e.g. [14]. This approach is conceptually complicated but can represent internal structure in a suitable form. A final, rather common approach for its convenience is the projection method, where a linear projection of the stress tensor into an equivalent isotropic space is used to model the material response, e.g. [17]. In the present work all three methods are discussed and the projection approach is used to capture experimental results on a soft carbonatic sandstone [11]. Special attention is paid to the flow rule. A comparison between experimental and numerical results is presented and an example of a boundary value problem is given.

1 Theory

In this section the different approaches to the modelling of anisotropy in elastoplasticity are discussed. As a next step the varying formulations of the projection method and considerations concerning the flow rule are outlined in more detail.

1.1 Anisotropic elastoplastic formulations

In this section elastoplastic anisotropic formulations as applied to rock mechanics are discussed. Models developed to model the evolving anisotropy of granular materials are not considered.

The most simple formulation is most likely the weakness plane model, introduced by Jaeger [5]. An isotropic failure criterion is used for the rock matrix and a weakness plane obeying a shear strength criterion, usually the Mohr-Coulomb, is included. The method is simple and practically any failure criterion can be used for the rock matrix. Examples include [9][22].

Models directly taking into account the variation of the material properties with direction are less common, most likely because of their greater degree of conceptual difficulty. Probably the earliest example developed for rock engineering is the work of Jaeger [6], who used variation of the strength in two dimensions. Nova [14] used tensorial forms of the cohesion and friction angle in a Mohr-Coulomb failure criterion to describe strength variation with orientation. The modified Hoek-Brown failure criterion [20] also belongs to this category, though a tensorial form is not explicitly used.

Projection models use an anisotropy tensor to project the real stress state into an equivalent space where the material can be modelled as isotropic. The method was rigorously introduced by Boehler and Sawczuk [1] and was applied in various works, for example [16]. Following that, similar projections were developed by others, see [8][19][21]. The method has two major advantages: it is easily applicable and it allows the use of any existing model without significant modifications, with the exception of the projection itself.

1.2 Stress projection

The stress projection approach is used in the present work. In considering the exact projection to be used, three approaches were compared, namely [1], [19] and [21]. The approach by Karafillis and Boyce [8] was not further considered as it is limited to cases where the material is not pressure sensitive. It was found that the results of Boehler and Sawczuk [1] and Semnani et al. [21] are equivalent, resulting in the projection

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} + c_1 \cdot M_{ik}\sigma_{kl}M_{lj} + c_2 (M_{ik}\sigma_{kj} + \sigma_{ik}M_{kj}) \quad (1)$$

where M_{ij} is an anisotropy tensor, defined as

$$M_{ij} = e_i \cdot e_j \quad (2)$$

e_i being the unit normal vector defining the axis of symmetry. The projection introduced by Rouabhi et al. [19], where the only requirement was that of the conservation of symmetry, is somewhat more complicated and reads

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} + c_1 \cdot M_{ik}\sigma_{kl}M_{lj} + c_2 (M_{ik}\sigma_{kj} + \sigma_{ik}M_{kj}) + a_1 \delta_{ij} \delta_{kl} \sigma_{kl} + a_2 (\delta_{ij} M_{kl} \sigma_{kl} + M_{ij} \delta_{kl} \sigma_{kl}) \quad (3)$$

It can be observed that the projection after Rouabhi et al. [19] includes two additional terms, a_1 and a_2 . Of these the first is independent of the anisotropy and only concerns the trace of the stress tensor.

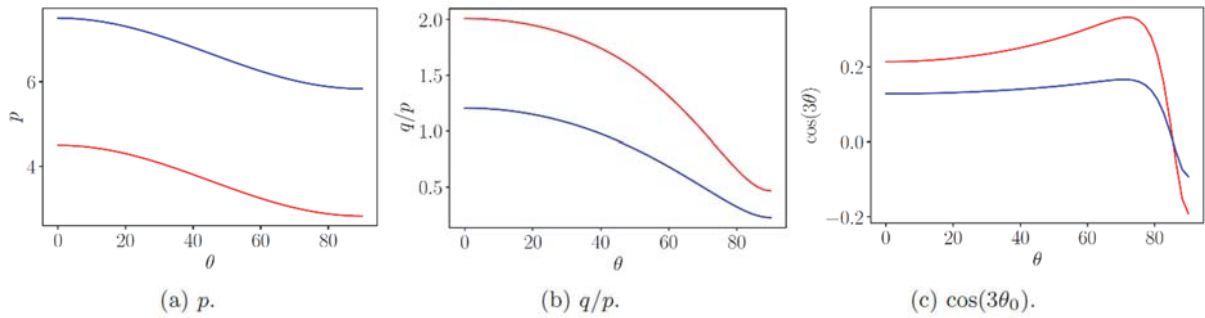


Fig. 1: Influence of a_1 on the projection, $a_1=0.5$, $a_2=0$.

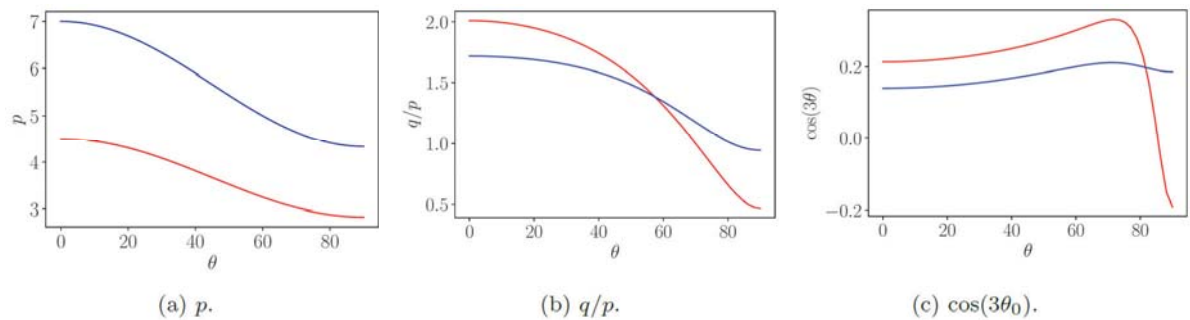


Fig. 2: Influence of a_2 on the projection, $a_1=0.0$, $a_2=0.5$.

An example is presented in Fig. 1 and Fig. 2, where it was assumed that the initial stress tensor is in the principal directions with diagonal [2, 1, 3], the symmetry axis is

vertical for $\theta=0$ and $c_1=0.5$, $c_2=1.0$. The red lines correspond to the projection by Boehler and Sawczuk [1] and [21] and the blue to that of Rouabhi et al. [19]. It can be seen that the influence of the two parameters on the invariants is similar for the stress deviator and the Lode angle, but different for the principal stress.

1.3 Stress projection

In elastoplasticity in general the material is assumed to obey a flow rule of the type

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{pl} = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4)$$

where a plastic strain increment is defined here, g is the flow function and f is reserved for the yield function. Both are functions of the stress state and of internal variables, which evolve with plastic strains. If the flow function is the same as the yield function, then one speaks of associated flow and the flow direction is normal to the yield surface. This is an adequate but not necessary condition for the second thermodynamic law to be guaranteed. A number of geomaterials show a non-associative behavior, e.g. [3].

For anisotropy the projection used for the stress state is commonly used here too. Since it is assumed that

$$f^*(\sigma^*) = f(\sigma) \quad (5)$$

the same can be assumed for the flow function g , meaning that

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{pl} = \lambda \frac{\partial g^*}{\partial \sigma_{ij}} = \lambda \frac{\partial g^*}{\partial \sigma_{ij}^*} \frac{\partial \sigma_{ij}^*}{\partial \sigma_{ij}} \quad (6)$$

This approach will be used herein, referred to as 'option 1', although it should be noted that it is possible to use an additional projection for the plastic strains, as discussed next.

An alternative approach requires the plastic work rate in the two spaces to be equal. The plastic strain increment in the projected space is defined as is usual for plasticity

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{*pl} = \lambda \frac{\partial g^*}{\partial \sigma_{ij}^*} \quad (7)$$

To find the form of the plastic increment tensor in the actual space the plastic work increment in the two spaces is assumed to be the same:

$$W^{pl} = \sigma_{ij} \cdot \varepsilon_{ij}^{pl} = \sigma_{ij}^* \cdot \varepsilon_{ij}^{*pl} \quad (8)$$

or, in Voigt notation,

$$W^{pl} = \sigma_i \cdot \varepsilon_i^{pl} = \sigma_i^* \cdot \varepsilon_i^{*pl} \quad (9)$$

where Einstein summation is implied. Expressing the projection as a matrix in Voigt notation, so that

$$\sigma_i^* = A_{ij} \cdot \sigma_j \quad (10)$$

yields

$$\sigma_i \cdot \varepsilon_i^{pl} = A_{ij} \cdot \sigma_j \cdot \varepsilon_i^{*pl} = \sigma_i \cdot (A_{ji} \cdot \varepsilon_j^{*pl}) \quad (11)$$

indicating that

$$A_{ji} \cdot \varepsilon_j^{*pl} = \varepsilon_i^{pl} \Rightarrow \varepsilon_i^{*pl} = \varepsilon_i^{pl} \cdot A_{ik}^{-1} \quad (12)$$

Note that the last is an adequate but not necessary condition, as it cannot be excluded that other projections can produce the same result. This alternative is referred to as 'option 2'.

In addition to these alternatives, it is possible to make use of 'option 1' for the evaluation of the plastic strain increments in the real space and make use of 'option 2' excluding equation (7) to evaluate the plastic strains that will be used for the evolution of the internal variables.

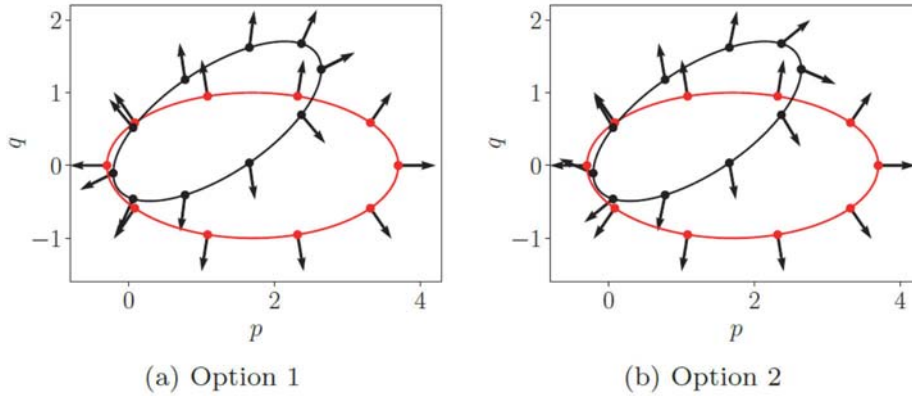


Fig. 3: Flow directions.

An example of the two alternatives is shown in Fig. 3. A simple elliptical surface is assumed. The original stress space is shown in black and the projected stress space in red. While the flow rule is associative in the projected stress space, neither of the options discussed here yields an associative flow rule. Option 1 is closer to associative in the real stress space, though this is not necessarily a selection criterion. Selection should be based on material response, though the measurement of flow direction in most tests is difficult. Moreover, the illustration makes it clear that care should be taken to avoid injuring the restrictions of thermodynamics.

Having outlined the approaches used, in the next section the calibration process is presented.

2 Calibration

Experimental results after [11] on a soft calcareous rock are used. Triaxial tests in compression and extension were performed on samples cored at different angles to the bedding. Since measurements concerning the elastic response of the rock proved inconclusive, the elastic response is assumed isotropic.

2.1 Yield surface

For the formulation of the isotropic yield surface a model by Leuthold et al. [10] is used. The yield function is expressed with the following equation:

$$f = q^2 + M_f h(p)(p - p_t)(p - p_c) \leq 0, \quad (13)$$

where M_f is defined as

$$M_f = M\gamma(\theta). \quad (14)$$

The variable γ is a function of the Lode angle θ :

$$\gamma(\theta) = \frac{2C}{(1 + C) - (1 - C)\cos(3\theta)} \quad (15)$$

after Gudehus [4], where

$$C = \frac{M_e}{M_c}. \quad (16)$$

Function $h(p)$ has the following form:

$$h(p) = \exp\left[-\frac{1}{\beta}\left(\frac{p - p_t}{p_c - p_t} - \alpha\right)^2\right]. \quad (17)$$

In the expression, p_t is the tensile strength, p_c the strength at isotropic compression, M_c and M_e are the values of M in compression and extension and α and β are material parameters.

For the calibration of the yield surface two methods are used for the description of the anisotropic strength: Method A based on the formulation by Rouahbi et al. [19] and method B based on the approach by Boehler and Sawczuk [1]. The constitutive model of the yield surface contains six, method A four and method B two material constants. The calibration procedure for both methods is the same, the only difference is the formulation for the stress projection. The method consists of the following steps:

1. Projection of peak strength (p_{peak}, q_{peak}) for every triaxial test with method A or method B in the isotropic stress space considering the bedding orientation of the specimen to the stress state.
2. Evaluation of the value for the yield surface $f_i(p_{peak}^*, q_{peak}^*)$ for each projected stress state.
3. Evaluation for n tests of the errors between the experimentally measured and calculated values with the following function

$$e(u_1, u_2, \dots) = \sum_{i=1}^n f_i^2 \quad (18)$$

4. Employment of nonlinear optimisation technique (python built-in capability) to solve the minimisation problem with all material constants as control variables

Table 1 lists the parameter sets used for the calibration with method A and method B, while figure 4a shows the raw experimental results, figure 4b the projected results with method A and figure 4c with method B.

	p_c	p_t	α	β	C	M_f	c_1	c_2	a_1	a_2
	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Method 1	6.0	0.3	0.5	0.7	1.0	1.3	-0.07	-0.12	0.0	0.03
Method 2	6.0	0.3	0.5	0.7	1.0	1.3	0.0	-0.10	-	-

Table 1: Projection parameters

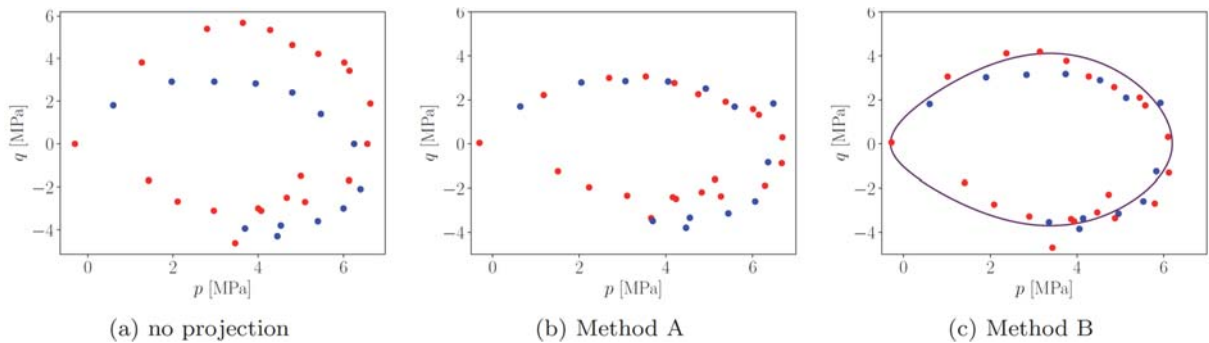


Fig. 4: Experimental results from triaxial compression tests with different confining pressures cored parallel and perpendicular to the bedding from Leuthold et al. [11] and projections.

The calibration results show that both methods are capable to describe a yield surface in the isotropic stress space. The difference between the results is small, even though method A includes more parameters. Therefore, the formulation by Boehler and Sawczuk [1] is used in the further calibration process and for the numerical modelling.

2.2 Flow rule

To describe the softening and hardening behavior of the rock a model by Nova et al. [15] is chosen. In this model it is assumed that:

$$p_c = p_s + p_m, \quad (19)$$

where p_s represents the effect of the strength of the grains and p_m the influence of internal bonding. The yield surface varies due to the increase or decrease of p_s , p_m . It is further assumed that shearing leads to softening of the material. The evolution of state variables depends on the elasto-plastic strain and as in Nova et al. [15], it is assumed that

$$\dot{p}_s = \rho_s p_s (\dot{\epsilon}_v^p + \xi_s \dot{\epsilon}_q^p), \quad (20)$$

where ρ_s and ξ_s are material constants. The following evolution equation is for the state variable p_m

$$\dot{p}_m = -\rho_m p_m (|\dot{\epsilon}_v^p| + \xi_m \dot{\epsilon}_q^p), \quad (21)$$

with the material parameters ρ_m and ξ_m . Fitting is performed manually on a trial and error basis. The material parameters are given in Table 2.

E	ν	p_m	p_s	ρ_m	ξ_m	ρ_s	ξ_s
[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]
1000	0.12	0.08	5.92	0.75	-1.50	20.00	0.20

Table 2: Parameter set for numerical calculations.

3 Results and discussion

3.1 Material point

For the validation of the approach triaxial compression and extension tests are calculated with one gauss point and compared with the experimental results gained by Leuthold et al. [10]. For the numerical calculation the constitutive model is implemented in a Fortran subroutine. The numerical calculations of the triaxial tests with different confining pressures and different orientations to the bedding plane are performed with the incremental driver by Niemunis [13].

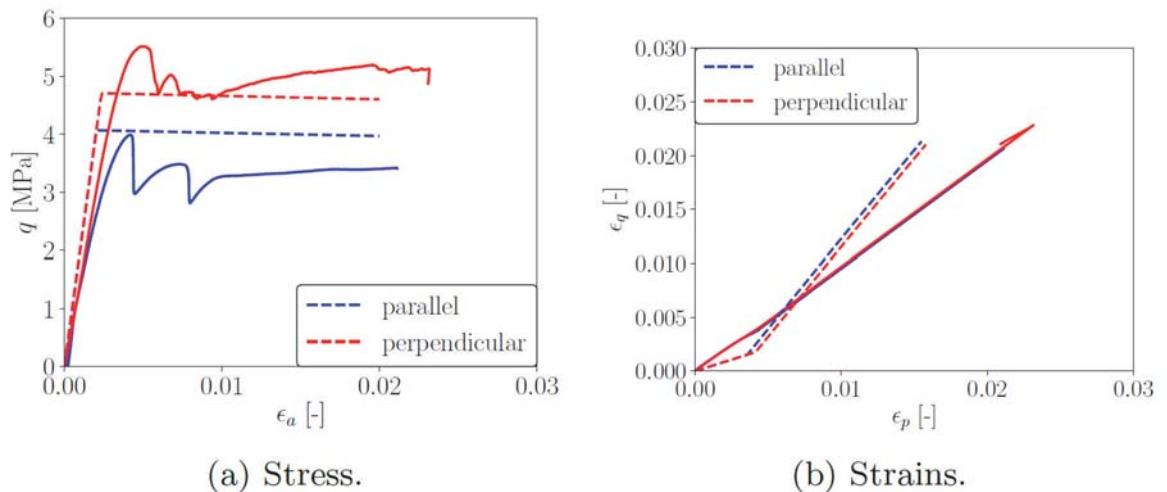


Fig. 5: Experimental results from triaxial compression tests with orientations to the bedding at a confining stress of 1 MPa after [10] and numerical results (in dashed lines)

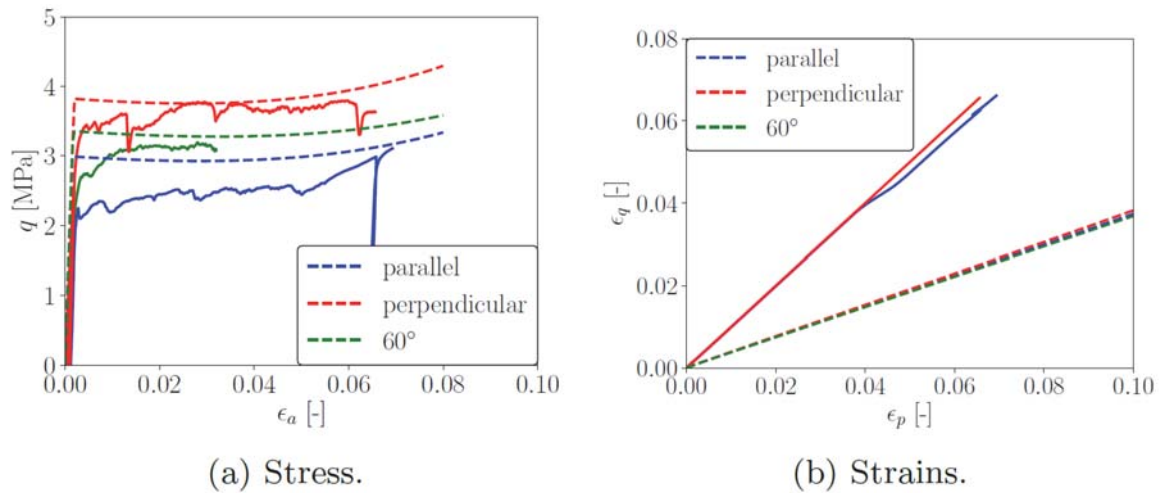


Fig. 6: Experimental results from triaxial compression tests with orientations to the bedding at a confining stress of 4 MPa after [10] and numerical results (in dashed lines)

It can be seen that the agreement of the numerical and experimental results is fair for the stress-strain curves, but the deviation is significant for the strains. The difference observed arises from an overprediction of the horizontal strains. It should be noted that the measurement of the horizontal strains was performed locally, so that it does not necessarily represent an average value over the specimen. Even so, it is clear that the flow direction is not predicted correctly, most likely due to the resulting rotations from the projection, shown in Fig. 3. This highlights the need of not only considering flow directions when calibrating, but more importantly, of measuring strains during experiments in all directions, if possible.

3.2 Boundary value problem

A boundary value problem is considered next to examine the effect of anisotropy beyond the material point. A borehole cross-section is considered under plane strain conditions with an isotropic primary stress state of 4 MPa and vertical material symmetry axis. The simulation is performed for the above calibration, once using the projection method and once assuming the material to be isotropic.

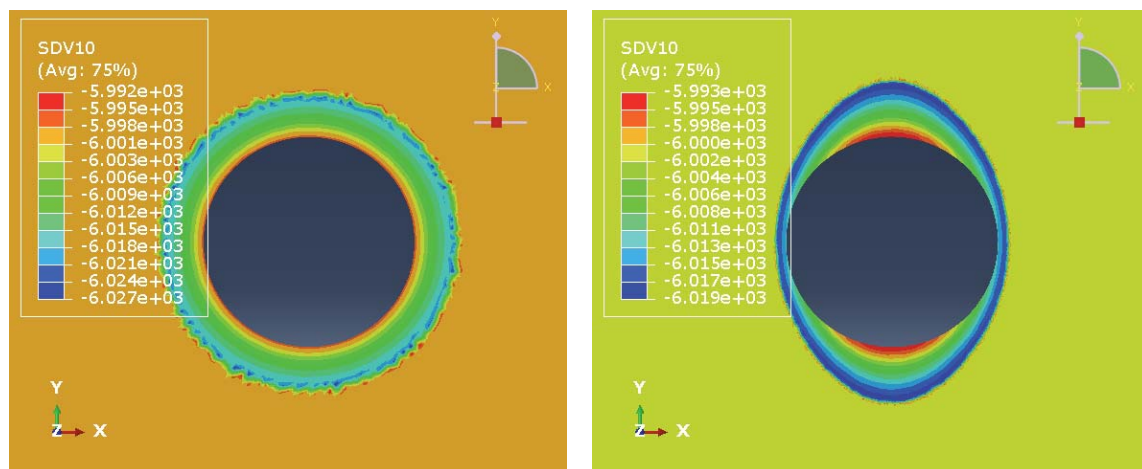


Fig. 7: The hardening variable p_c after the excavation, left isotropic, right anisotropic.

The hardening variable p_c after the excavation is plotted in Fig. 7. The difference is in this case easy to note.

4 Conclusions

In the present work a projection-based model is calibrated on experimental results, after discussing briefly the options for the modelling of anisotropic rocks. The numerical results show good agreement with the experimental results as far as the stress-strain curves are concerned, but significant discrepancies when considering the flow directions. This is in line with the observation of the effect of the projection on the flow directions, shown in Fig. 3. In a boundary value problem setting the calibrated model shows an oriented failure pattern under isotropic stress conditions, as would be expected.

On the whole, it can be concluded that while the projection method is a valid alternative to the weakness plane model for materials with a cap, special care needs to be taken in calibration of the flow direction and the evolution of the internal variables. For this to be possible, flow directions, or at least strains in different directions, need to be measured during testing, and the user should be aware that an associated flow rule in the projected plane does not correspond to an associated flow rule in the actual plane.

References

- [1] Boehler, J. P., & Sawczuk, A. (1977). On yielding of oriented solids. *Acta Mechanica*, 27 (1-4), 185–204. DOI: 10.1007/BF01180085
- [2] Choens, R. C., Lee, M. Y., Ingraham, M. D., Dewers, T. A., & Herrick, C. G. (2019). Experimental Studies of Anisotropy on Borehole Breakouts in Mancos Shale. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 124 (4), 4119–4141. DOI: 10.1029/2018JB017
- [3] Froiio, F., Roux, J.-N., Goddard, J., Giovine, P., & Jenkins, J. T. (2010). Incremental response of a model granular material by stress probing with DEM simulations. In J. Goddard, J. T. Jenkins, & P. Giovine (Eds.), *IUTAM-ISIMM symposium on mathematical modeling and physical instances of granular flows* (pp. 183–197). American Institute of Physics. DOI: 10.1063/1.3435388
- [4] Gudehus, G. (1973). Elastoplastische Stoffgleichungen für trockenen Sand. *Ingenieur-Archiv*, 42, 151–169.
- [5] Jaeger, J. (1959). The frictional properties of joints in rock. *Geofisica pura e applicata*, 43, 148–158. DOI: <https://doi.org/10.1007/BF01993552>
- [6] Jaeger, J. (1960). Shear failure of anisotropic rocks. *Geological Magazine*, 97 (1), 65–72. DOI: <https://doi.org/10.1017/S0016756800061100>
- [7] Jing, L., Nordlund, E., & Stephansson, O. (1992). An experimental study on the anisotropy and stress-dependency of the strength and deformability of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 29 (6), 535–542. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062\(92\)91611-8](http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062(92)91611-8)
- [8] Karafillis, A., & Boyce, M. (1993). A general anisotropic yield criterion using bounds and a transformation weighting tensor. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 41 (12), 1859-1886. DOI: [https://doi.org/10.1016/0022-5096\(93\)90073-O](https://doi.org/10.1016/0022-5096(93)90073-O)
- [9] Lee, Y.-K., & Pietruszczak, S. (2008). Application of critical plane approach to the prediction of strength anisotropy in transversely isotropic rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45 (4), 513–523. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2007.07.017
- [10] Leuthold, J., Gerolymatou, E., & Triantafyllidis, T. (2021a). Effect of compaction banding on the hydraulic properties of porous rock - Part II: Constitutive description and numerical simulations. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 54, 2685–2696.

- [11] Leuthold, J., Gerolymatou, E., & Triantafyllidis, T. (2021b, June 1-3). Mechanical anisotropy of soft porous rocks. In Biot-Bažant conference. Evanston, IL.
- [12] Nasser, M., & Mohanty, B. (2008). Fracture toughness anisotropy in granitic rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45 (2), 167–193. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2007.04.005
- [13] Niemunis, A. (07/2017). Incremental driver. Retrieved from <http://www.pg.gda.pl/~aniem/dyd.html>
- [14] Nova, R. (1980). The failure of transversely isotropic rocks in triaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 17 (6), 325–332. DOI: 10.1016/0148-9062(80)90515-X
- [15] Nova, R., Castellanza, R., & Tamagnini, C. (2003). A constitutive model for bonded geomaterials subject to mechanical and/or chemical degradation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 27 (9), 705–732. DOI: 10.1002/nag.294
- [16] Pastor, J., Turgeman, S., & Boehler, J. P. (1990). Solution of anisotropic plasticity problems by using associated isotropic problems. *International Journal of Plasticity*, 6, 143–168.
- [17] Pietruszczak, S., & Mroz, Z. (2001). On failure criteria for anisotropic cohesive-frictional materials. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25 (5), 509–524. DOI: 10.1002/nag.141
- [18] Rawling, G. C. (2002). Dilatancy, brittle strength, and anisotropy of foliated rocks: Experimental deformation and micromechanical modeling. *Journal of Geophysical Research*, 107 (B10), 2234. DOI: 10.1029/2001JB000472
- [19] Rouabhi, A., Tijani, M., & Rejeb, A. (2007). Triaxial behaviour of transversely isotropic materials: application to sedimentary rocks. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31 (13), 1517-1535. DOI: <https://doi.org/10.1002/nag.605>
- [20] Saroglou, H., & Tsiambaos, G. (2008). A modified Hoek–Brown failure criterion for anisotropic intact rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45 (2), 223-234. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2007.05.004>
- [21] Semnani, S., White, J., & Borja, R. (2016). Thermoplasticity and strain localization in transversely isotropic materials based on anisotropic critical state plasticity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 40 (18), 2423-2449. DOI: <https://doi.org/10.1002/nag.2536>
- [22] Tien, Y., & Kuo, M. (2001). A failure criterion for transversely isotropic rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38 (3), 399-412. DOI: [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(01\)00007-7](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(01)00007-7)
- [23] Vannucci, P. (2018). Anisotropic elasticity (Vol. 85). DOI: 10.1007/978-981-10-54

Fluidic functional verification for closing structures in drifts

Strömungstechnischer Funktionsnachweis für Streckenverschlussbauwerke

Thomas Wilsnack, Uwe Glaubach

IBeWa-Ingenieurpartnerschaft, Meißner Ring 10, 09599 Freiberg

Julius Bauermeister, Oliver Langefeld

TU Clausthal-Zellerfeld, Erzstraße 20, 38678 Clausthal-Zellerfeld

Nina Müller-Hoeppe

BGE TECHNOLOGY GmbH, Eschenstraße 55, 31224 Peine

Abstract

In the STROEFUN research project [3], a concept for the fluidic testing of closing structures was developed, installed and successfully tested on a closing structure at the Teutschenthal mine. The test concept for structures or sections of structures made of hydraulically setting sealing materials is based on the pressurization of at least 3 ring chambers installed on the drift contour. These can be individually pressurized with gas and/or liquid in a steady-state or transient pressure regime. The concept concentrates on testing the contact area between material and rock mass as the determining flow space for the sealing effect of drift closure structures. As a result of the model-based evaluation of the pressure hydrographs determined in the test, statements can be made about the permeability of the structure in the contact between the building material and the rock mass and, derived from this, about the integral permeability of the structure.

The installations required for the test are completely removed after use. The installation modules remaining in the structure do not influence the further functioning of the structure.

The test concept is an additional building block for the fluidic functional test of roadway closure structures within the scope of verification.

As a result of the research project, extensive knowledge is available on the location and the structure made of MgO building material [4]. This extensive knowledge, the accessibility and the site conditions offer the opportunity in the near future to carry out a large number of investigations on the subsequent tempering of the structure with assessment of the fluidic effect of the tempering as well as on the time-dependent behavior of the building material in contact with the atmosphere and in contact with the salt solution.

Zusammenfassung

Im Forschungsvorhaben STROEFUN [3] wurde ein Konzept für die strömungstechnische Testung von Streckenverschlussbauwerken entwickelt, installiert und in einem Streckenverschlussbauwerk in der Grube Teutschenthal erfolgreich getestet. Das Testkonzept für Bauwerke oder Bauwerksabschnitte aus hydraulisch abbindenden Dichtbaustoffen basiert auf der Druckbeaufschlagung von mindestens 3 an der Streckenkontur installierten Ringkammern. Diese können individuell mit Gas und/oder Flüssigkeit im stationären oder instationären Druckregime beaufschlagt werden. Das Konzept konzentriert sich auf die Testung des Kontaktbereiches Baustoff/Gebirge als

bestimmenden Strömungsraum für die Dichtwirkung von Streckenverschlussbauwerken. Im Ergebnis der modellbasierten Auswertung der im Test ermittelten Druckganglinien sind Aussagen über die Permeabilität des Bauwerkes im Kontakt Baustoff/Gebirge und daraus abgeleitet für die integrale Permeabilität des Bauwerkes möglich.

Die für die Testung erforderlichen Installationen werden, nach ihrer Nutzung, vollständig geraubt. Die im Bauwerk verbleibenden Installationsbausteine nehmen keinen Einfluss auf die weitere Funktionsweise des Bauwerkes.

Das Testkonzept ist ein zusätzlicher Baustein für den gegenständlichen, strömungstechnischen Funktionstest von Streckenverschlussbauwerken im Rahmen der Nachweisführung.

Im Ergebnis des Forschungsvorhabens liegen umfangreiche Kenntnisse zum Standort und zum Bauwerk aus MgO-Baustoff (angelehnt an die Rezeptur A1) vor [4]. Dieser umfangreiche Kenntnisstand, die Zugänglichkeit und die Standortbedingungen bieten die Chance in der nahen Zukunft eine Vielzahl an Untersuchungen zur nachträglichen Vergütung des Bauwerkes mit Beurteilung der strömungstechnischen Wirkung der Vergütung sowie zum zeitabhängigen Baustoffverhalten im Kontakt zur Atmosphäre und im Kontakt zur Salzlösung durchzuführen.

1 Sachverhalt/Motivation

Die Errichtung von strömungstechnisch abdichtenden Streckenverschlussbauwerken ist im Salzbergbau eine wichtige Voraussetzung für die Absicherung der Produktion, die Minimierung von Auswirkungen auf die Umwelt und die Nutzung der vorhandenen Grubenräume für die Einlagerung von umweltgefährdenden Stoffen (Endlagerung). In diesem Zusammenhang ist der Nachweis der Dichtfunktion der Streckenverschlussbauwerke eine wesentliche Voraussetzung für den Betrieb und/oder die Nutzung des untertägigen Hohlraumes.

Die Konzepte für die Nachweisführung sollen hier in folgender Weise unterteilt werden:

- indirekte Methode: Ermittlung der für die Funktionsbeurteilung relevanten Eigenschaften des Gebirges und des Bauwerkes an Kernproben und aus in situ-Messungen als Grundlage der modellgestützten Simulation der Funktionsweise des Streckenverschlussbauwerkes
- direkte Methode: strömungstechnische Testung des gesamten Bauwerkes oder relevanter Abschnitte des Bauwerkes über eine in situ-Druckbeaufschlagung

In der Vergangenheit erfolgte die Beurteilung von Streckenverschlussbauwerken vielfach aus einer Verknüpfung der indirekten und der direkten Methode. In Forschungsvorhaben und/oder großtechnischen Handhabungsversuchen wurden Streckenverschlussbauwerke im Maßstab und in der technischen Ausführung entsprechend der späteren praktischen Realisierung hergestellt, über Parameterermittlungen an Kernproben und über in situ-Untersuchungen charakterisiert und durch Druckbeaufschlagung getestet. Die Ergebnisse und Erfahrungen dieser Referenzbauwerke bilden dann die Grundlage der Handlungsvorgaben für die Errichtung der Streckenverschlussbauwerke in den Bergwerken - Praxisbauwerken. An diesen Bauwerken werden dann stichprobenweise die funktionsrelevanten Eigenschaften an Kernproben und in einzelnen in situ-Untersuchungen überprüft. Die Analogie der Herstellung des Referenzbauwerkes und der Praxisbauwerke, die Beurteilung und Einordnung der ermittelten Eigenschaften in den Erfahrungsstand und die modellgestützte Prognose der strömungstechnischen Wirkung des Bauwerkes bilden dann die Grundlage für den Nachweis der strömungstechnischen Funktion.

Diese Vorgehensweise hat sich bewährt und bildet die Grundlage für die erfolgreiche Errichtung von Streckenverschlussbauwerken.

Von Seiten der Genehmigungsbehörden wird aktuell für ausgewählte Streckenverschlussbauwerke ein gegenständlicher Nachweis für die strömungstechnische Funktionssicherheit in Abhängigkeit von den Belastungsszenarien und den Anwendungsbedingungen des Streckenverschlussbauwerkes gefordert [2].

Ausgehend von diesem Sachstand, wurde in dem Forschungsvorhaben „Strömungstechnischer Funktionsnachweis für Verschlussbauwerke und flüssigkeitsgestützte Abdichtung des Kontaktbereichs“ (FKZ: 02 E11748A, gefördert durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie) ein Konzept für die integrale strömungstechnische Testung von errichteten Streckenverschlussbauwerken zur gegenständlichen Nachweisführung entwickelt, in einem Dammbauwerk aus MgO-basiertem Baustoff (angelehnt an A1-Rezeptur [1]), in der Grube Teutschenthal installiert und das Testkonzept erfolgreich angewendet. Das entwickelte Testkonzept konzentriert sich aktuell auf Streckenverschlussbauwerke aus kohäsiven, hydraulisch abbindenden Materialien. Es ermöglicht, wenn erforderlich auch baubegleitend, die mehrfache Testung von Streckenverschlussbauwerken mit Gas und mit Flüssigkeit.

Begleitend zu der Entwicklung des Testkonzeptes wurden geeignete Injektionsmaterialien für die nachträgliche Vergütung des Kontaktes Baustoff/Gebirge ausgewählt, parametrisiert und in dem errichteten Streckenverschlussbauwerk angewendet. Darüber hinaus wurden im Verlauf des Forschungsvorhabens umfangreiche Kenntnisse zur betontechnologischen Vorgehensweise bei der Betonage des Bauwerkes, zu den geotechnischen und strömungstechnischen Eigenschaften des Baustoffes und des Kontaktes zwischen Baustoffkörper und Gebirge gesammelt. Nachfolgend wird der Schwerpunkt auf die Erläuterung des Grundkonzeptes der Testung und die dazu gewonnenen Ergebnisse gelegt.

2 Grundprinzip

Die Konzeptentwicklung berücksichtigt die Erfahrungen der Projektpartner aus den Testungen der Streckenverschlussbauwerke aus kohäsiven Dichtbaustoffen in verschiedenen Forschungs- und Bauprojekten:

- Strömungsbarrieren Asse seit 2005,
- CARLA Teutschenthal (GV1 und GV2) - 2010,
- Abdichtbauwerk ERAM - 2010,
- Damm Bleicherode - 2013,

Das Grundkonzept der entwickelten Testmethodik eines kohäsiven Dichtsegmentes in einem Streckenverschlussbauwerk beruht auf der Installation von mindestens drei radial umlaufenden, über die Bauwerkslänge verteilten Ringkammern an der Streckenkontur im Kontakt zwischen Baustoff und Gebirge - siehe Fig. 1. Die Erfahrungen aus den oben genannten Bauwerkstests zeigen, dass der Kontakt Baustoff/Gebirge bestimmend für die Dichtwirkung des Bauwerkes ist. Es wird davon ausgegangen, dass der Baustoffkörper unter Anwendung betontechnologischer Maßnahmen und Qualitätskriterien mit hinreichend geringer Permeabilität hergestellt werden kann.

Die Ringkammern werden als flexible Gewebesschläuche (NBR-Packerschlauch mit umgebenden Gewebemantel aus Polypropylen oder Glasfaser) in engem Kontakt zur Streckenkontur installiert. Durch das Aufpumpen der Ringkammern mit Druckluft (2-3 bar) wird für den Zeitraum der Betonage der formschlüssige Kontakt der sehr flexiblen Gewebesschläuche zum Gebirge hergestellt. Der Gasdruck in den Ringkammern wird nach der Betonage bis zum Erreichen der Frühfestigkeit des Betons aufrechterhalten. Nach der Druckentlastung bilden die entstehenden Hohlräume der entlasteten Packerschläuche die Ringkammern für die Fluiddruckbeaufschlagung bei der Testung des Bauwerkes. Der durchlässige Gewebemantel kleidet von innen den verbleibenden Hohlraum aus. Ein Beispiel für eine installierte Ringkammer mit den erforderlichen Anschlüssen zeigt das Foto in Fig. 2.

Erfolgt im Verlauf der Errichtung des Bauwerkes eine Vergütung des Kontaktes zwischen Baustoff und Gebirge durch Injektion, kann durch erneutes Aufpumpen des Packerschlauches der Zufluss von Injektionsbaustoff in die Ringkammern verhindert werden. Nach der Injektion stehen die Ringkammern dann weiterhin für die Druckbeaufschlagung und Testung des Bauwerkes zur Verfügung. Dies ermöglicht die Erfolgsbeurteilung und operative Fortsetzung der Injektionsmaßnahmen.

Jede Ringkammer wird durch mindestens drei einfallend verlaufende Leitungen angeschlossen. Eine Druckleitung gewährleistet das Aufpumpen und die Druckentlastung der Packerschläuche (Fig. 1). Zwei weitere Leitungen ermöglichen die Druckbeaufschlagung und Entlüftung der Ringkammern. Für die Testinstallation kann aus der Geometrie der Anschlussleitungen und dem Volumen der Ringkammern das strömungs-

technisch relevante Gesamtvolumen für die Testauswertung ermittelt werden. Durchgeführte Versuche haben gezeigt, dass die Ermittlung des wirksamen Volumens auch über Gasentspannungsversuche möglich ist.

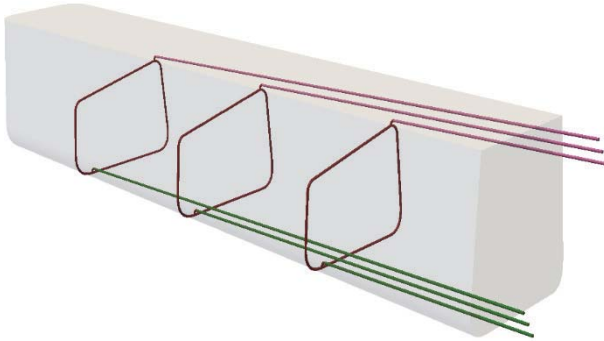


Fig. 1: Darstellung der Ringkammern mit Zu- und Entlüftungsleitungen



Fig. 2: Installierte Ringkammer.

Über die Ringkammern ist eine Druckbeaufschlagung/strömungstechnische Testung des Kontaktes zwischen Baustoff und Gebirge mit Gas und Flüssigkeit möglich. Die Testung ist, in Abhängigkeit von den Durchlässigkeitsbedingungen, über einen Druckimpuls, mit einem konstanten Volumenstrom oder einem konstanten Fluiddruck möglich. Dabei können die Ringkammern in unterschiedlicher Reihenfolge mit Druck beaufschlagt werden.

Im Grundkonzept wird die mittlere Ringkammer mit einem Fluiddruck beaufschlagt und die Druckreaktion in den Ringkammern zeitabhängig erfasst. Auf der Basis der Geometrie des Bauwerkes, der installierten Volumen der Kammern und Leitungen sowie der Strömungslängen wird ein numerisches Modell des Dammbauwerkes erstellt. Über numerische Parameteridentifikation wird der in situ gemessene Prozess im Modell nachgerechnet und die wirksame Permeabilität in den Bauwerksabschnitten zwischen den Ringkammern über Parametervariation identifiziert.

Der Anschluss der Ringkammern zur Luftseite des Verschlussbauwerkes erfolgt über Kunststoffrohre mit einer Neigung von ca. 3° . Diese werden vor der Betonage im künftigen Dichtsegment installiert. Nach der Beendigung der Testungen werden die Kunststoffrohre überbohrt und auf der gesamten Zuleitungslänge geräumt. Danach erfolgt die qualitätsgerechte Verfüllung der verbleibenden Bohrlöcher (z. B. mit dem Dichtbaustoff des Bauwerkes).

Anhand von halbtechnischen Vorversuchen wurde das beschriebene Testsystem optimiert und die Grenzen der Leistungsfähigkeit getestet. Beispielhaft zeigt das Foto in Fig. 2 den versuchstechnischen Aufbau eines Packerschlauches zwischen zwei Injektionsleitungen. Die Installation wurde zwischen zwei Betonplatten eingegossen. Der halbtechnische Versuchsaufbau wurde dann mehrfach getestet und injiziert.

Die wichtigsten Ergebnisse der Vorversuche sind:

- volumenstabile Betonage des Ringkammern an Bauwerksfugen nachgewiesen,
- Funktionsprinzip des steuerbaren Ringkammern nachgewiesen,
- Setzdrücke der Packerschläuche im nicht betonierten Zustand bis 5 bar möglich,
- Setzdrücke der Packerschläuche im einbetonierten Zustand bis mind. 50 bar möglich (Betonversuchsaufbau versagte bei 81 bar),
- ausreichende Einbindung in den Beton und Anbindung des Gewebeschlauchs an die Fuge,

- bei Überwachung des Packerdruckes während einer Injektion im Nahbereich der Ringkammer ist eine Anströmung von Injektionsmaterial detektierbar,
- durch Drucktests bzw. Gasentspannungstests kann das Volumen der Ringkammern ermittelt werden.

3 Großtechnische Testung

3.1 Bauwerk

Im Rahmen des Projektes STROEFUN wurde in der 3. Projektphase das Testkonzept für den gegenständlichen in situ-Funktionsnachweis in einem großtechnisch errichteten Dammbauwerk in der Grube Teutschenthal der GTS-Grube Teutschenthal Sicherungs GmbH & Co. KG realisiert.

In einer neu aufgefahrenen Strecke mit einer Firsthöhe von ca. 4,5 m wurde ein 15 m langer, 2,5 bis 3,1 m breiter und ca. 2,4 m hoher Halbdamm im Steinsalz errichtet – siehe Fig. 3. Die Form des Halbdammes wurde mit dem Ziel der Schaffung einer Zugänglichkeit zu der Oberfläche des Dammes und zu den seitlichen Kontaktflächen zwischen Gebirge und Bauwerk gewählt. Die Ausführung des Bauwerkes als Halbdamm war hinreichend für die Anwendung des Testkonzeptes und ermöglicht vielfältige weitere Untersuchungen an dem Bauwerk. Durch die ca. 6° Neigung der Stöße im Einbaubereich wurden die Voraussetzungen für eine Verspannung des Bauwerkes in der nach oben offenen Versuchsstrecke geschaffen.

Der Standort wurde in einem vorlaufenden Untersuchungsprogramm zu folgenden Schwerpunkten erkundet und parametrisiert:

- Geologie/Mineralogie,
- in situ-Permeabilität (Oberflächenpermeabilität und Permeabilität in Abhängigkeit vom Konturabstand),
- in situ-Spannungsverteilung in Abhängigkeit vom Konturabstand,
- hoch aufgelöstes 3D-Modell auf Basis von mehreren Laserscans als Planungsgrundlage,
- Oberflächenrauigkeit und gezielte Vorbereitung ausgewählter Kontaktflächen im Bauwerk mit unterschiedlicher Oberflächenrauigkeit.

Eine Übersicht der geometrischen Parameter des Halbdammes in Auswertung einer Reihe von 3D-Scans des Standortes und des Bauwerkes ist in Fig. 3 mit dargestellt.

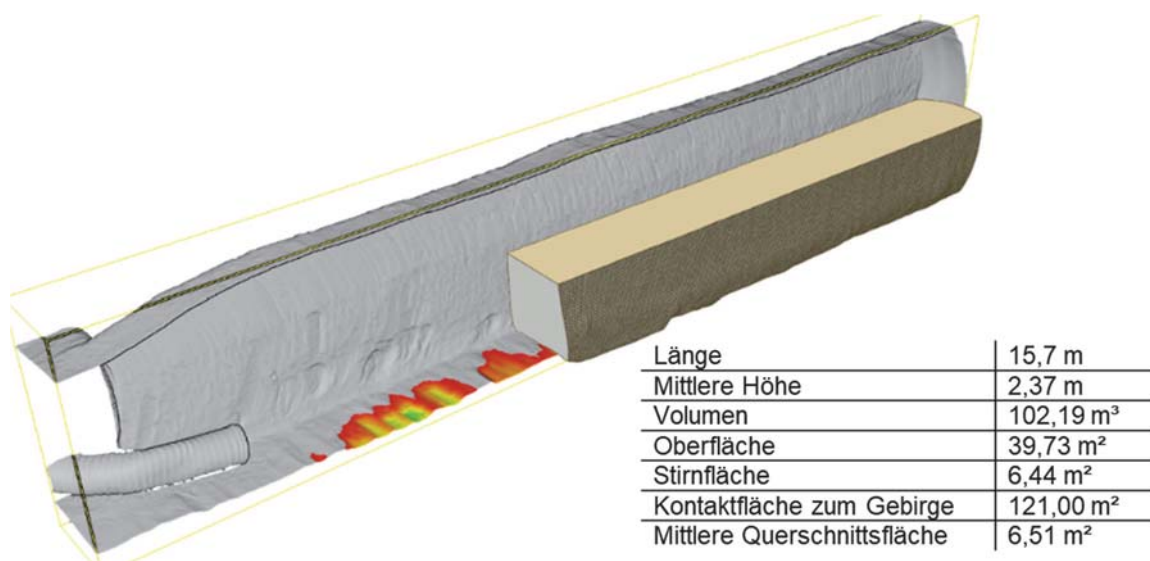


Fig. 3: Positionierung des Halbdammes in der Versuchsstrecke mit ausgewählten geometrischen Daten

3.2 Instrumentierung

In dem Halbdamm wurden 3 Ringkammern (RK01 bis RK03) nahezu radial umlaufend mit der erforderlichen Testinfrastruktur installiert – siehe Fig.4. Die Enden der Ringkammern sind bei ca. halber Dammhöhe in den Dammkörper eingezogen. Dies ist der geometrischen Form des Halbdammes geschuldet. Zur Erfassung der vertikalen Strömungsprozesse in Richtung der Dammoberfläche wurden oberhalb der radial verlaufenden Ringkammern zusätzlich zwei horizontale Ringkammern (HK01 und HK02) in axialer Richtung an den beiden Stößen installiert – siehe Fig. 4.

Neben der Installation der Testinfrastruktur wurden 10 kabelgebundene Temperatursensoren im Bauwerk und 3 kabellose Drucksensoren an der Kontur des Einbaubereichs positioniert (siehe Fig. 4). Darüber hinaus wurde ein geophysikalisches Messsystem mit Geoelektrik, Georadar und Mikroseismik installiert. Diese Verfahren liefern zusätzliche Informationen zum Baustoff- und Bauwerksverhalten.

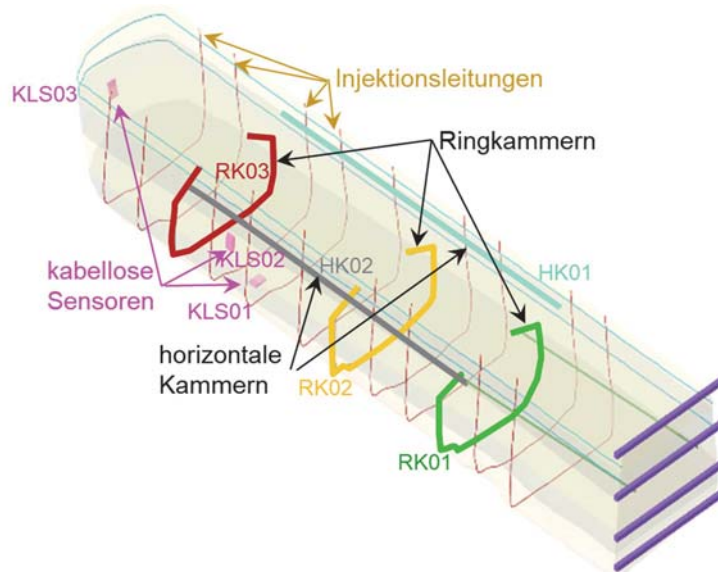


Fig. 4: Schematische Darstellung der Lage der Ringkammern (RK01-RK03), der Horizontalkammern (HK01-HK02), der Injektionsleitungen und der kabellosen Sensoren (KLS01-KLS03)

Über den gesamten Bauverlauf und die Standzeit des Bauwerkes wurden an der Kontur im Streckentiefsten und am südlichen Streckenstoß mit kabellos übertragenden Sensoren die Temperatur und die Spannung im Kontakt Baustoff/Gebirge erfasst. Eine Übersicht der Temperatur- und Spannungsganglinien wird in Fig. 5 gegeben (Sensor KLS01 ist im Versuchsverlauf ausgefallen; Daten sind daher nicht dargestellt). Die ermittelten Parameter bestätigen die Kenntnisse und Erfahrungen zum Materialverhalten der MgO-basierten Dichtbaustoffe. Die exotherme Reaktion des Baustoffes beim Abbinden führt zu einer deutlichen Temperaturerhöhung beim Einbau des Bauwerkes. Über die Zeitdauer kühlt sich das Bauwerk auf die Gebirgstemperatur ab. Im Ergebnis der Volumenzunahme der MgO-Bindemittelmatrix, im Verlauf der fortschreitenden Kristallisation, kommt es für diese Einspannungsbedingungen (für die Volumenbegrenzung) zeitlich nachlaufend zum Abbinden des Baustoffes zur Entwicklung einer mechanischen Einspannung. Zeitabhängig wird dieser Prozess von der Konvergenz des umgebenden Steinsalzgebirges überlagert. Für den Halbdamm hat dies bis zum Juni 2022 zu einer Einspannung des Bauwerkes mit Drücken in der Größenordnung von ca. 13 bar bis ca. 17 bar geführt.

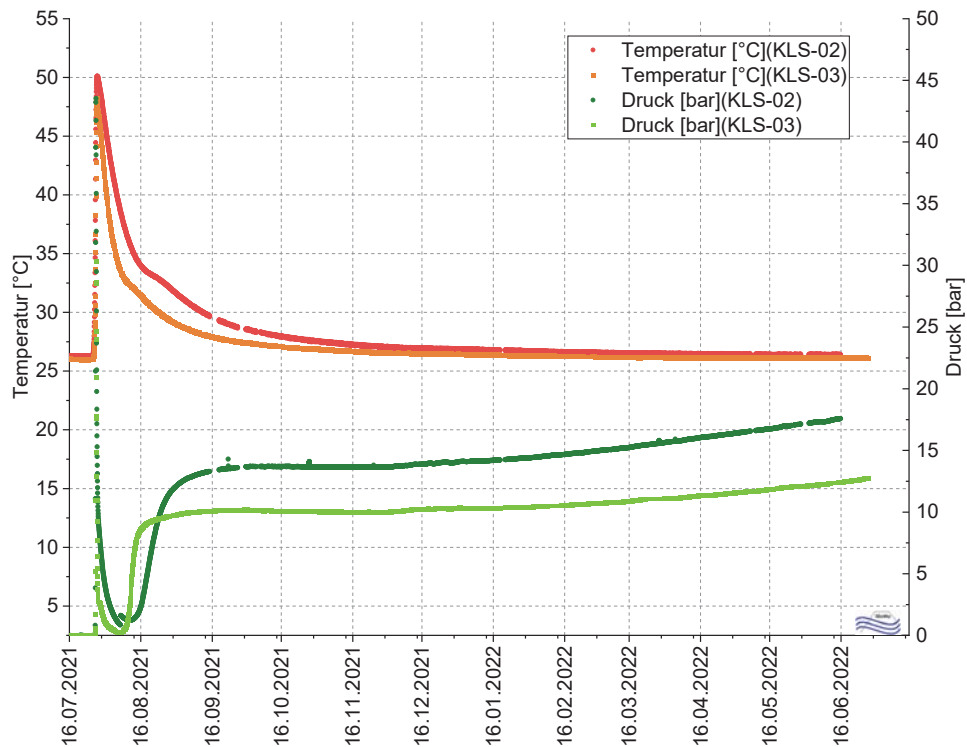


Fig. 5: Temperatur- und Druckganglinien des Bauwerkes

Für die Erprobung des Zusammenspiels aus Injektionen im Konturbereich des Bauwerkes und der installierten Testinfrastruktur wurden neun radial umlaufende und 2 horizontal umlaufende Injektionsschläuche des Systems Predimax installiert. Während des Projektes wurde ein Teil der Injektionsschläuche mit MgO-Suspension oder Epoxidharz verpresst.

Die Injektionsschläuche und die Ringkammern wurden konventionell mit Schlauchschellen und Nageldübel an den Stößen befestigt, wobei im Bereich der Ringkammern die Gebirgskontur mittels Flachmeißel händisch geglättet wurde.



Fig. 6: Blick in die fertiggestellte Installation (links, zum hinteren Stoß; rechts in Richtung der Schalung)

Die Kunststoffrohre für den Anschluss der Ringkammern wurden frei im Betonageraum aufgehängt. Als Installationshilfe für die Ringkammern und die Anschlussleitungen der Ringkammern wurden im axialen Abstand von 1 Meter eine Vielzahl von Stahldrähten zwischen der Streckensohle und dem Zwischenboden über dem Bauwerk gespannt. Einen Eindruck zu der fertiggestellten Installation im Bauwerk vor der Betonage wird

in Fig. 6 gegeben. Die senkrecht hängenden Kunststoffrohre sind Platzhalter für spätere Bohrungen durch das erstellte Bauwerk zur Erkundung des Kontaktes zwischen Baustoff und Gebirge in der Streckensohle.

4 Testung

4.1 Durchführung

Nach der Errichtung und Abkühlung des Bauwerkes wurde im Rahmen des Projektes STROEFUN eine Vielzahl von strömungstechnischen Tests mit Druckbeaufschlagung der unterschiedlichen Ringkammern mit Gas durchgeführt. Jeder Test umfasst die Druckbeaufschlagung einer Ringkammer und die Erfassung der Druckreaktionen in den weiteren Ring- und Horizontalkammern.

Ausgehend von der Testung aller Ringkammern im September 2021 (Referenztest) erfolgte im Rahmen des Vorhabens die Wiederholung der Tests für alle Ringkammern in Abhängigkeit von:

- der Standzeit des Bauwerkes,
- der Variation der strömungstechnischen Wirkung der Injektionsleitungen,
- der fortschreitenden Erkundung des Bauwerkes über Vertikalbohrungen durch den Bauwerkskörper und dem sich daraus ergebenden Kenntnisstand zur strömungstechnischen Wirkung der Betonierfuge,
- der Injektion ausgewählter Injektionsleitungen im Bereich der vorderen und hinteren Ringkammern (RK01, RK03).

Die Ergebnisse der durchgeführten 54 Tests werden im Endbericht zum Forschungsvorhaben [4] dokumentiert und erläutert.

An dieser Stelle soll als Beispiel für die Durchführung eines Tests das Ergebnis des letzten strömungstechnischen Tests der mittleren Ringkammer (RK02) am 13. Juni 2022 dargestellt und kurz erläutert werden.

Die Druckganglinien dieses Tests sind im Zusammenhang mit den Erläuterungen zur modellbasierten Auswertung des Tests im nachfolgenden Abschnitt 4.2 in Fig. 9 dargestellt.

Die Druckganglinien in Fig. 9 verdeutlichen, dass es, für die spezifischen Bedingungen des Halbdammes, innerhalb von 300 Sekunden zu einer Druckreaktion in der vorderen Ringkammer (RK01, grüne Ganglinie) und nach ca. 400 Sekunden zu einer sichtbaren Druckreaktion in der hinteren Ringkammer (RK03, rote Ganglinie) kommt. In einem Zeithorizont von 3000 Sekunden ist der Druck der beaufschlagten mittleren Ringkammern (RK02, orange Ganglinie) vollständig abgefallen.

Im Ergebnis der Erkundung des Halbdammes wurden im Kontakt des Baustoffkörpers zum Gebirge vorhandene strömungstechnische Wegsamkeiten identifiziert. Die Fotos von Kernen aus dem Kontaktbereich Baustoff/Gebirge und die computertomografische Aufnahme eines solchen Bereiches in Fig. 7 sollen einen Eindruck zur Anbindung des Baustoffes an das Gebirge geben. Im Ergebnis von laborativen Untersuchungen zur Permeabilität von Kernproben aus diesem Bereich wurde ein Wertebereich der Permeabilitäten im Kontakt Baustoff/Gebirge von $k = 1,0E-18 - 1,4E-14 \text{ m}^2$, $N = 12$ ermittelt. Dies bestätigt die bereits aus Fig. 7 visuell erkennbare Variation der Anbindung des Baustoffes an das Gebirge.

Vor dem Hintergrund dieser Kenntnisse ist davon auszugehen, dass der Strömungsprozess und damit die Druckganglinien für die einzelnen Ringkammern (siehe Fig. 9) maßgeblich von den Strömungsprozessen im Kontakt Baustoff/Gebirge bestimmt wird. Dies entspricht grundsätzlich den Erfahrungen, die bereits für andere Dichtbauwerke aus kohäsiven Materialien gewonnen wurden.

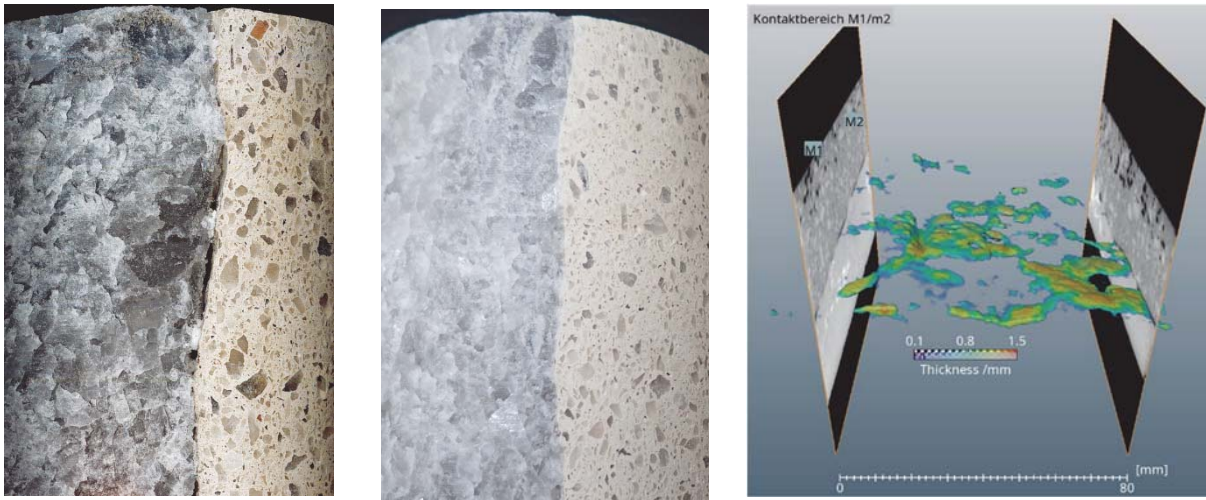


Fig. 7 Anbindung im Kontakt MgO-Baustoff/Steinsalzgebirge, links: sichtbare Wegsamkeiten und unzureichende Anbindung, Mitte: augenscheinlich gute Anbindung, rechts: Darstellung des Porenraumes im Kontakt im Ergebnis einer CT-Aufnahme (HZDR, Herr Dr. J. Kulenkampff, 25.08.2022)

Vor dem Hintergrund der Anzahl der durchgeführten Tests und dem großen Kenntniszuwachs aus jeder Testung der Ringkammern sowie der vielfältigen Beeinflussung der Strömungsprozesse durch die oben genannten Abhängigkeiten erfolgte im Verlauf des Forschungsvorhabens nicht, wie ursprünglich vorgesehen, die vollständige Injektion aller Injektionsleitungen und die Testung des Bauwerkes mit Salzlösung. Die vorhandene Testinstallation ermöglicht die Durchführung dieser Untersuchungen zu einem späteren Zeitpunkt. Die dabei gewinnbaren Kenntnisse zur Injektion, zum Einfluss der Injektion auf die Permeabilität im Kontakt Baustoff/Gebirge und zum Einfluss von Salzlösung auf die strömungstechnische Wirkung des Bauwerkes sind, aus Sicht der Bearbeiter, von wesentlicher Bedeutung für das Verständnis der Strömungsprozesse und die Beeinflussung der Strömungsprozesse in MgO-basierten Verschlussbauwerken.

4.2 Auswertung

Grundlage der Auswertung der durchgeführten in situ-Tests bilden die Kenntnisse zur Geometrie des Bauwerkes und der installierten Kammern, die Volumen der Kammern, die thermodynamischen Bedingungen am Standort, die strömungstechnischen Eigenschaften des verwendeten Gases sowie die in den Tests ermittelten Druckganglinien. Auf der Grundlage dieser Eingangsgrößen wird für jeden Test ein verallgemeinertes numerisches Modell erstellt, das die für die Auswertung relevanten Flächen, Abstände, Volumen und strömungstechnischen Eigenschaften der einzelnen Teilströmungsräume - Baustoffkörper, Auflockerungszone Gebirge, Gebirge, Kontakt Baustoffkörper/Gebirge - abbildet. In Fig. 8 wird, in einer Übersicht, ein Beispiel eines solchen Modells gegeben.

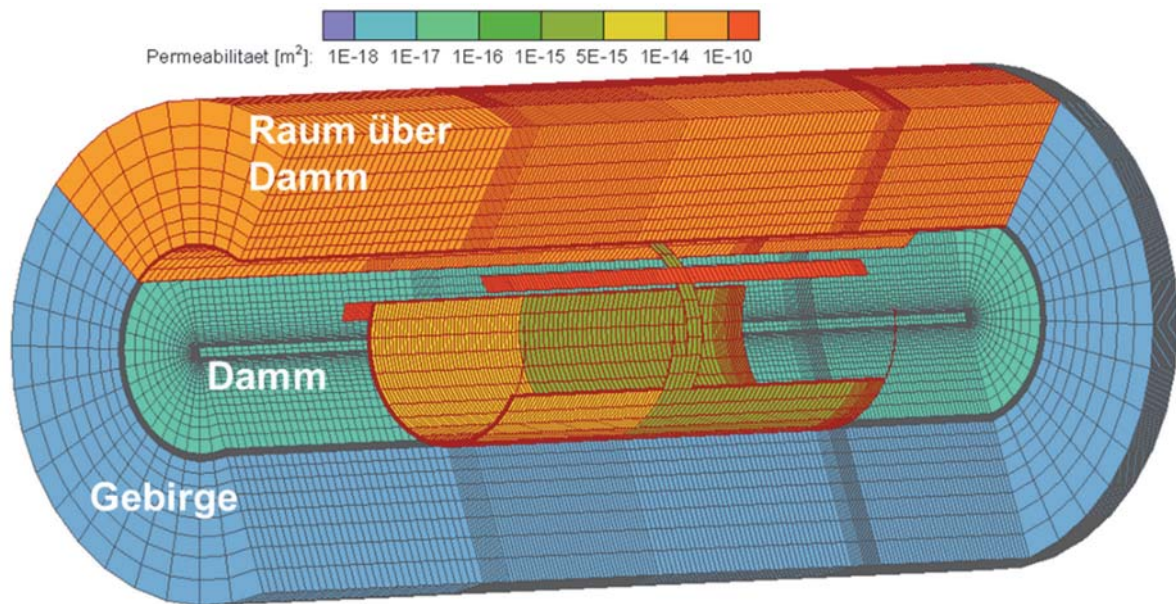


Fig. 8: Übersichtsdarstellung des numerischen Modells für die Auswertung der in situ-Tests im Bauwerk

Die modellgestützte Auswertung berücksichtigt die Phase der Druckbeaufschlagung und des instationären Strömungsprozesses im gesamten Bauwerk nach Beendigung der Druckbeaufschlagung. Damit ist gewährleistet, dass das in der Druckbeaufschlagung injizierte Fluidvolumen vollständig in der Massenbilanz der Berechnungen berücksichtigt wird.

Auf der Grundlage der Kenntnisse und Erfahrungen zur bestimmten Durchlässigkeit des Kontaktes zwischen Baustoff und Gebirge, den Ergebnissen der in situ-Permeabilitätsuntersuchungen im Kontakt Baustoff/Gebirge sowie den Ergebnissen der Kernuntersuchungen aus diesem Bereich erfolgte für die Anpassung in 1. Linie die Variation der Permeabilität im Kontakt Baustoff/Gebirge (siehe Fig.7 und Fig. 9).

Für die Auflockerungszone im Gebirge wurde, ausgehend von den Ergebnissen der in situ-Permeabilitätsuntersuchungen und der modellbasierten Anpassung, eine integrale Permeabilität von $1\text{E-}18\text{ m}^2$ vorgegeben. Die Permeabilität des massiven Baustoffes wurde, auf der Basis der laborativen Untersuchungen an Kernproben, mit $k = 8\text{E-}19\text{ m}^2$ berücksichtigt.

Von den 54 durchgeführten Bauwerkstests wurden 11 modellbasiert ausgewertet. An dieser Stelle ist beispielhaft das Auswertungsergebnis für die letzte Testung des Bauwerkes im Projektverlauf am 13. Juni 2022 dargestellt – siehe Fig. 9. In dem Test wurde die mittlere Ringkammer (RK02, orange Druckganglinie) mit Gasdruck beaufschlagt. Eine Erläuterung zum Verlauf des Tests wurde bereits im vorangegangenen Abschnitt 4.1 gegeben. Eine Übersicht der im Testverlauf gemessenen und auf der modellbasiert berechneten Druckganglinien wird in Fig. 9 gegeben.

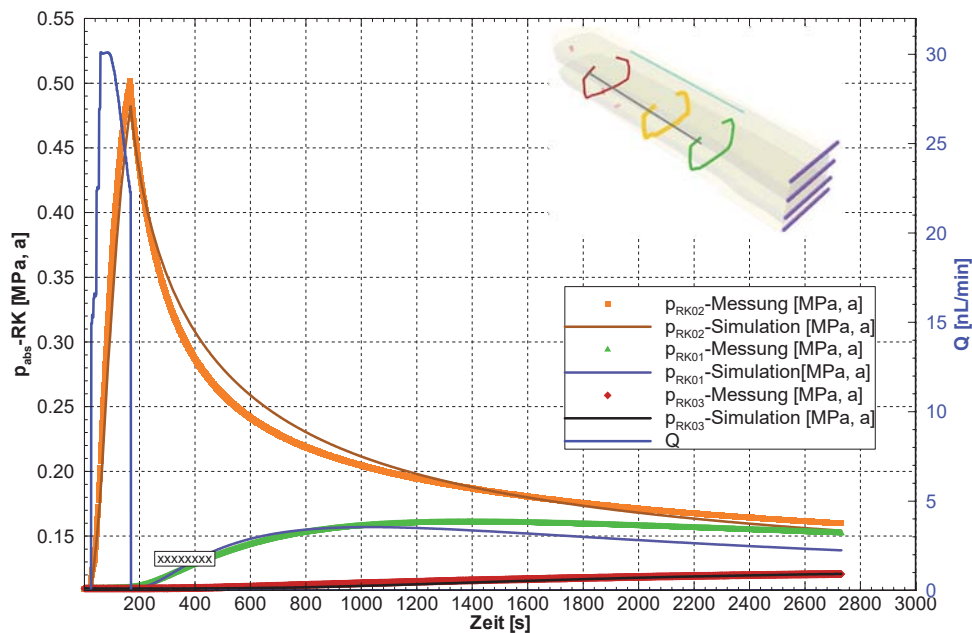


Fig. 9: Gemessene und berechnete Druckganglinien des Bauwerkstest am 13. Juni 2022, Druckbeaufschlagung der mittleren Ringkammern

Der Stand der modellbasierten Nachrechnung (Parameteridentifikation) des Tests zeigt eine hinreichend gute Übereinstimmung der berechneten und der gemessenen Druckganglinien. Es kann gezeigt werden, dass mit dem angewendeten Modellkonzept und dem erstellten Modell eine repräsentative Nachrechnung der strömungstechnischen Vorgänge im Verlauf einer Testung und die Identifikation der Permeabilität des Kontaktes Baustoff/Gebirge möglich ist.

Aus den bisherigen Auswertungen wurden für den Kontakt Baustoff/Gebirge zwischen den einzelnen Ringkammern folgende Wertebereiche der effektiven Gaspermeabilität ermittelt:

RK01-RK02: $7,0E-15 - 1,4E-14 \text{ m}^2$
 RK02-RK03: $9,0E-16 - 4,0E-15 \text{ m}^2$.

Wie bereits aus der Darstellung der Druckganglinien in Fig. 9 deutlich wird, ist, aufgrund der geringeren Druckreaktion, von einer geringeren Permeabilität zwischen der 2. und 3. Ringkammer auszugehen.

Die gewonnenen Kenntnisse zur Permeabilität im Kontakt Baustoff/Gebirge gelten für die spezifischen Bedingungen des Halbdammes. Eine Übertragung auf die strömungstechnische Situation in anderen MgO-basierten Bauwerken ist nicht möglich.

5 Schlussfolgerungen

Im Forschungsvorhaben STROEFUN [3] wurde ein alternatives Konzept für die strömungstechnische Testung von Streckenverschlussbauwerken entwickelt, installiert und erfolgreich getestet. Es basiert auf folgenden Schwerpunkten.

- Installation von drei Ringkammern im Bauwerksverlauf mit standortbezogen wählbaren Abständen zwischen den Kammern.
- Anschluss der Ringkammern über Druckleitungen, die im Bauwerk vorinstalliert sind und nach Abschluss der Testung rückgebaut und qualitätsgerecht verfüllt werden.

- Die Ringkammern ermöglichen die Druckbeaufschlagung bzw. Erfassung der Druckreaktion im Verlauf der strömungstechnischen Testung des Bauwerkes bzw. von Abschnitten des Bauwerkes.
- Das Funktionsprinzip der Ringkammern ermöglicht ein operatives Verschließen der Ringkammern bei Injektionsmaßnahmen und wieder Öffnen für die erneute Testung.
- Für die strömungstechnische Testung zwischen den Ringkammern kann jede Kammer in Abhängigkeit vom Permeabilitätsniveau individuell mit Gas- oder Flüssigkeitsdruck im stationären oder instationären Testkonzept beaufschlagt werden.
- Auf der Basis der für die drei Kammern ermittelten Druckganglinien, ist modellgestützt eine Aussage über die Permeabilität des Bauwerkes in Kontakt Dichtbaustoff/Gebirge und daraus abgeleitet für die integrale Permeabilität des Bauwerkes möglich.

Das Konzept konzentriert sich auf die Testung des Kontaktbereiches Baustoff/Gebirge als bestimmenden Strömungsraum für die Dichtwirkung von Streckenverschlussbauwerken auf der Grundlage von hydraulisch abbindenden Dichtmaterialien. Die Testung des gesamten Querschnittes des Dichtsegmentes ist ebenfalls möglich, wird jedoch in dem aktuell entwickelten Konzept nicht untersucht. Es wird davon ausgegangen, dass durch die materialspezifische, qualitätsüberwachte Einbautechnologie eine hinreichende Dichtheit des massiven Dichtsegmentes aus hydraulisch abbindendem Baustoff gewährleistet ist.

Das entwickelte und erfolgreich angewendete Testkonzept ermöglicht die individuelle strömungstechnische Testung von in situ errichteten Bauwerken bzw. Bauwerksabschnitten und ist damit ein zusätzlicher Baustein für den gegenständlichen strömungstechnischen Funktionstest von Streckenverschlussbauwerken im Rahmen der Nachweisführung. Die im Ergebnis der Testung verbleibenden Installationen nehmen keinen Einfluss auf die weitere Funktionsweise des Bauwerkes.

Im Ergebnis des Forschungsvorhabens liegen darüber hinaus umfangreiche Kenntnisse zur Geologie, zur Parametrisierung des Bauwerkes und des umgebenden Gebirges und zu den thermodynamischen Bedingungen am Standort vor. Der im Rahmen des Vorhabens erstellte Halbdamm erlaubt aufgrund seiner Zugänglichkeit und der Standortbedingungen eine Vielzahl an Untersuchungen, die an anderen Dämmen, die aus A1 bestehen, nicht ohne erheblichen Mehraufwand durchgeführt werden können oder aus genehmigungsrechtlichen Gründen gar nicht möglich sind. Dies betrifft zum Beispiel die nachträgliche Vergütung des Bauwerkes durch Injektion mit Beurteilung der strömungstechnischen Wirkung der Vergütung sowie des zeitabhängigen Baustoffverhaltens im Kontakt zur Atmosphäre und im Kontakt zur Salzlösung.

6 Danksagung

Grundlage des Vorhabens bildet die Förderung durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie unter dem Forschungskennzeichen 02 E11748A.

Das Gelingen des Vorhabens basiert auf der fachlich kompetenten, kollegialen und pragmatischen Zusammenarbeit der nachfolgend genannten Projektpartner und der immer sehr konstruktiven und helfenden Unterstützung durch den Projektträger Karlsruhe als Vertreter des Fördermittelgebers.

Bundesministerium für Wirtschaft und Energie vertreten durch den Projektträger Karlsruhe

Projektleitung:

TU Clausthal, Institut für Bergbau

Projektpartner:

BGE TECHNOLOGY GmbH, Helmholtz Zentrum Dresden-Rossendorf, IBeWa-Ingenieurpartnerschaft, K-UTECH AG Salt Technologies, TS-Bau GmbH

Standort: GTS-Grube Teutschenthal Sicherungs GmbH & Co. KG

Quellen

- [1] Weber, Jonas; Wilsnack, Thomas; Langefeld, Oliver; Bollingerfehr, Wilhelm; Grafe, Friedemann; Hesse, Antja et al. (2016): Strömungstechnischer Funktionsnachweis für Verschlussbauwerke im Steinsalz und deren flüssigkeitsgestützte Abdichtung. Phase I (Konzeption von Funktionsnachweis und Abdichtungsmethoden, Testung und Auswahl von Behandlungsfluiden (FKZ 02E11253)
- [2] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit (2020): Verordnung über Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle (Endlagersicherheitsanforderungsverordnung - EndlSiAnfV), Endlagersicherheitsanforderungsverordnung vom 6. Oktober 2020 (BGBl. I S. 2094)
- [3] TU-CZ (2022): Strömungstechnischer Funktionsnachweis für Verschlussbauwerke und flüssigkeitsgestützte Abdichtung des Kontaktbereiches (STROEFUN), Phase III: Vertiefung Kenntnisstand Kontaktbereich & Injektionsmittel, in situ-Versuche. TU Clausthal-Zellerfeld, Institut für Bergbau, Bundesministerium für Wirtschaft und Energie, Förderkennzeichen: 02E11748A, Laufzeit: 01.01.2019 – 30.06.2022 (in Vorbereitung)
- [4] TU-CZ (2022): Strömungstechnischer Funktionsnachweis für Verschlussbauwerke im Steinsalz und deren flüssigkeitsgestützte Abdichtung, Phase III: Vertiefung Kenntnisstand Kontaktbereich & Injektionsmittel, in situ-Versuche. Präsentation zum Fachgespräch am 02.02.2022, TU Clausthal-Zellerfeld, Institut für Bergbau, Bundesministerium für Wirtschaft und Energie, Förderkennzeichen: 02E11748A, Laufzeit: 01.01.2019 – 30.06.2022 (in Vorbereitung)

Diskrete vs. verschmierte Modellierung von Felswänden oder wo sind die Anwendungsgrenzen des HB-Kriteriums

Discrete vs. smeared modeling of rock slopes or where are
the application limits of the HB-criterion

Alexander Preh^{1,2}, Mariella Illeditsch^{1,2} & Johann Thomas Sausgruber³

¹Institute of Geotechnics, Vienna University of Technology
1040 Vienna, Karlsplatz 13, Austria

²pi geotechnik ZT GmbH, 1140 Wien, Austria

³Federal Ministry Republic of Austria-Agriculture, Regions and Tourism,
Department of Forestry and Sustainability, Torrent and Avalanche Control and Pro-
tection Forest Policy, 6020 Innsbruck, Austria

Abstract

Numerical investigations to assess the stability of rock slopes are state of the art. For many complex problems, the question arises at the beginning of a project whether continuum mechanical (smeared) or discontinuum mechanical calculations should be carried out. Based on the investigation of the rock slope in the Vals valley, continuum-mechanical and discontinuum-mechanical calculation approaches are compared and discussed. In particular, the application of the Hoek-Brown criterion in numerical methods is critically questioned.

Zusammenfassung

Numerische Untersuchungen zur Beurteilung der Stabilität von Felswänden sind Stand der Technik. Bei vielen komplexen Problemstellungen stellt sich am Projektbeginn die Frage, ob kontinuumsmechanische (verschmierte) oder diskontinuumsmechanische Berechnungen durchgeführt werden sollen. Anhand der Untersuchung der Felswand im Valser Tal werden kontinuumsmechanische und diskontinuumsmechanische Berechnungsansätze gegenübergestellt und diskutiert. Im Besonderen wird die Anwendung des Hoek-Brown Kriteriums bei numerischen Verfahren kritisch hinterfragt.

1 Einleitung

In Vals (Tirol/Österreich) ereignete sich am 24. Dezember 2017 ein Felssturz mit einem Abbruchvolumen von rund 117.000 m³. Er zerstörte Teile der Valsener Landesstraße L230 und verfehlte nahe gelegene Häuser nur knapp. Kartierungen und Messungen der österreichischen Wildbach- und Lawinverbauung (WLV) nach dem Vorfall weisen auf weitere potenziell instabile Hangbereiche hin (Abbildung 1). Zur Rückrechnung des Hangversagens und zur Abschätzung der Stabilität der verbleibenden Felswände wurden umfangreiche numerische Untersuchungen durchgeführt. Dabei wurden sowohl kontinuumsmechanische Analysen mittels FLAC3D [2] als auch diskontinuumsmechanische Analysen mittels 3DEC [3] durchgeführt.

Anhand der vorliegenden Untersuchungsergebnisse werden verschmierte und diskrete Berechnungsansätze gegenübergestellt und ihre Vor- und Nachteile diskutiert. Im Besonderen wird die Anwendung des Hoek-Brown Kriteriums bei numerischen Verfahren besprochen.



Abb. 1: Felssturz Vals, Abbruchvolumen ca. 117.000 m³, max. Sturzhöhe ca. 360 m [13]

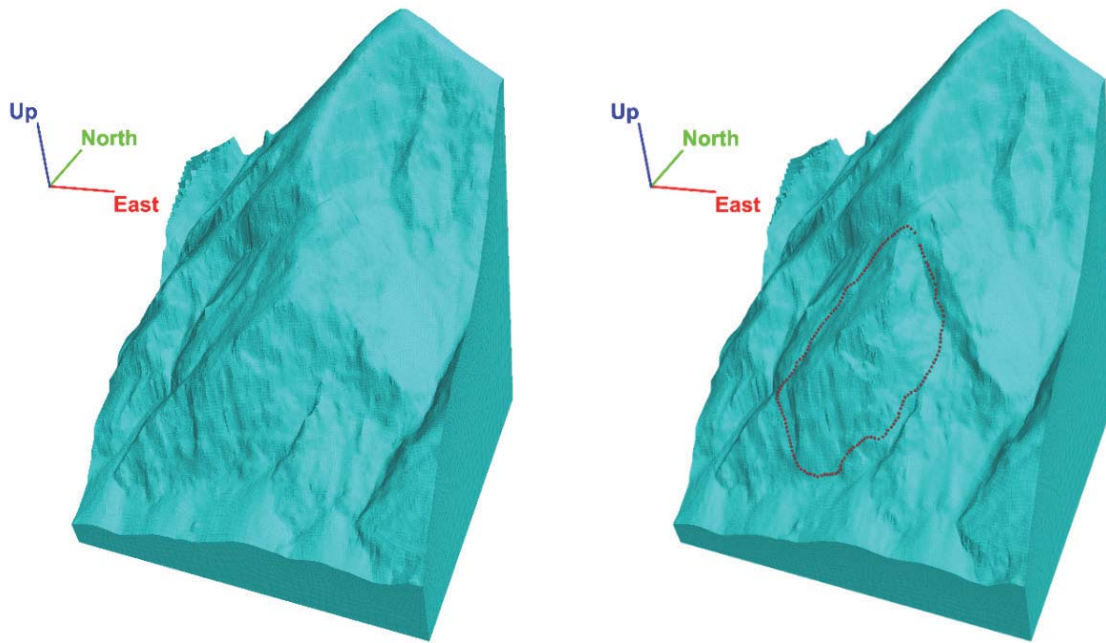


Abb. 2: Volumenmodell des kritischen Bereichs, links: Situation vor dem Keilversagen, rechts: Situation nach dem Keilversagen, kartierter instabiler Bereich – umrandet [1].

2 Geologie Valsertal

Das Felssturzgebiet im Valsertal (Abb. 1) befindet sich am westlichen Ende des tektonischen Tauernfensters. Dort sind gegenwärtig penninische metamorphe Gesteinsschichten an der Oberfläche aufgeschlossen. Diese sogenannten Bündner Schiefer bauen die Talflanken des Valsertals auf [4]. Sie setzen sich aus graphitischen Phylliten, kalkhaltigen Phylliten und kalkhaltigen quarzitischen Schiefer- und Marmorgesteinen zusammen. Die Bündner Schiefer sind Flyschoid-Metasedimente aus dem Mesozoikum [5]. Sie wurden im Walliser Ozean abgelagert [6]. Während der alpinen Orogenese erfuhren die beschriebenen Gesteine eine starke mehrphasige Deformation, die von einer Metamorphose begleitet wurde, und erreichten die Grünschieferfazies [7]. Strukturell sind die Bündner Schiefer geologisch mit der Glockner-Nappe verwandt [8]. An der Felswand in Vals sind die folgenden Hauptgruppen von Diskontinuitäten/Verwerfungen vorzufinden (Abb. 3): (1) die anhaltende, aber gefaltete Schieferung (s), die um 30° nach Nordwesten abfällt; (2) NNW-SSO bis N-S streichende und (3) ONO-WSW bis O-W streichende, geneigte Klüfte und Verwerfungen. Die Diskontinuitäten (2) und (3) stehen in Zusammenhang mit der duktil-spröden Deformation im Zusammenhang mit der Brenner-Normalverwerfung [9].



Abb. 3: repräsentativer Aufschluss für das stark gefaltete und geklüftete Gebirge des Bündner Schiefer im Valsertal: S-Schieferung (magenta), 2-konjugierte Diskontinuitäten (gelb), 3-Störungsfläche (rot) [1].

Aus geologischer Sicht ist die vorhandene Gesteinsmasse inhomogen und anisotrop. Weiche Gesteine wie Phyllite sind mit den harten Gesteinen der kalk- bis quarzithaltigen Schiefer und Marmore durchsetzt. Die einaxiale Druckfestigkeit schwankt zwischen weniger als 25 MPa und mehr als 100 MPa. Die vorhandenen Diskontinuitäten sind durchgängig.

Im größeren Maßstab betrachtet bleiben diese anisotropen Bedingungen über die Tiefe gleich, so dass man von "homogener Anisotropie" sprechen kann. Um diese Anisotropie zu überwinden, wurde unter anderem ein kontinuumsmechanischer Ansatz gewählt. Die Gesteinsaufschlüsse werden durch die Anwendung des GSI-Schemas für Flyschsedimente beschrieben [10]. Demnach weist das Gestein in Vals einen GSI im Bereich zwischen 32 und 36 auf.

3 Diskontinuums- vs Kontinuumsmechanik

Bei den Untersuchungen zur Standsicherheit der Felswand im Valsertal kamen sowohl ein hochentwickeltes Synthetic Rock Mass Modell als auch ein konventionelles DEM- und ein kontinuumsmechanisches verschmiertes Modell zum Einsatz.

3.1 Synthetic Rock Mass Modell

Bei Synthetic Rock Mass Modellen wird ein Discrete Fracture Network (DFN) mit einem Volumenmodell verschnitten, um das Gebirge realitätsnah zu simulieren (Abb. 4). Das zentrale Element ist dabei das DFN, welches die geometrischen Eigenschaften des Trennflächengefüges statistisch beschreibt. Dazu muss die Verteilung der Trenn-

flächenorientierung, die Kluftdichte (z.B. Anzahl der Trennflächen / m³) und die Kluffgrößenverteilung (Durchtrennung) für jede einzelne Trennflächenschar berücksichtigt werden. Bei einem DFN entsteht eine Ansammlung scheibenförmiger Trennflächen, deren geometrische Eigenschaften, wie Lage, Orientierung, Kluffgrößenverteilung und Dichte/Intensität einer stochastischen Wahrscheinlichkeitsverteilung unterliegen. Die so abgebildeten Klüfte repräsentieren somit nicht die tatsächlichen Klüfte im Gestein. Trotzdem ist es auf diese Weise möglich, dass Trennflächensystem sehr realitätsnah zu modellieren (siehe Abb. 5).

Die Eingangsparameter der Verteilungsfunktionen wurden aus den in situ ermittelten Aufnahmen der WLV Tirol gewonnen. Es wurden 142 Trennflächen im Gelände, großteils an Ausbissen im Fels, gemessen. Diese konnten in sechs verschiedene Trennflächenscharen eingeteilt werden (siehe Abb. 5).

Aufgrund der beschränkten vorhandenen Rechenleistung musste die Modellgröße und die maximale Kantenlänge der Tetraeder-Elemente (Geländeauflösung) angepasst werden (Abb. 4). Zusätzlich war es erforderlich, das DFN nur auf eine begrenzte Region im Modell anzuwenden. Diese Region orientiert sich an dem beobachteten Keilversagen (Felssturz vom 24.12.2017).

Das SRM Modell wurde als Starrkörpermodell (rigid block model) umgesetzt, d.h. die Modellierung der einzelnen Blöcke der synthetischen Gebirgsmasse erfolgte durch unverformbare (starre) Elemente. Das Modellverhalten wird ausschließlich durch die Eigenschaften der Trennflächen des DFN bestimmt.

Gesteinsfestigkeiten und Gebirgsfestigkeiten unterscheiden sich i.d.R. erheblich voneinander. Das SRM hat theoretisch den Vorteil, auf Basis von im Labor ermittelten Gesteinsfestigkeiten auf die Eigenschaften einer Gebirgsmasse im großen Maßstab schließen zu können. Dies ist möglich, da die einzelnen Blöcke und Trennflächen naturgetreu und diskret modelliert werden. Letztendlich wird die Gebirgsmasse modelliert.

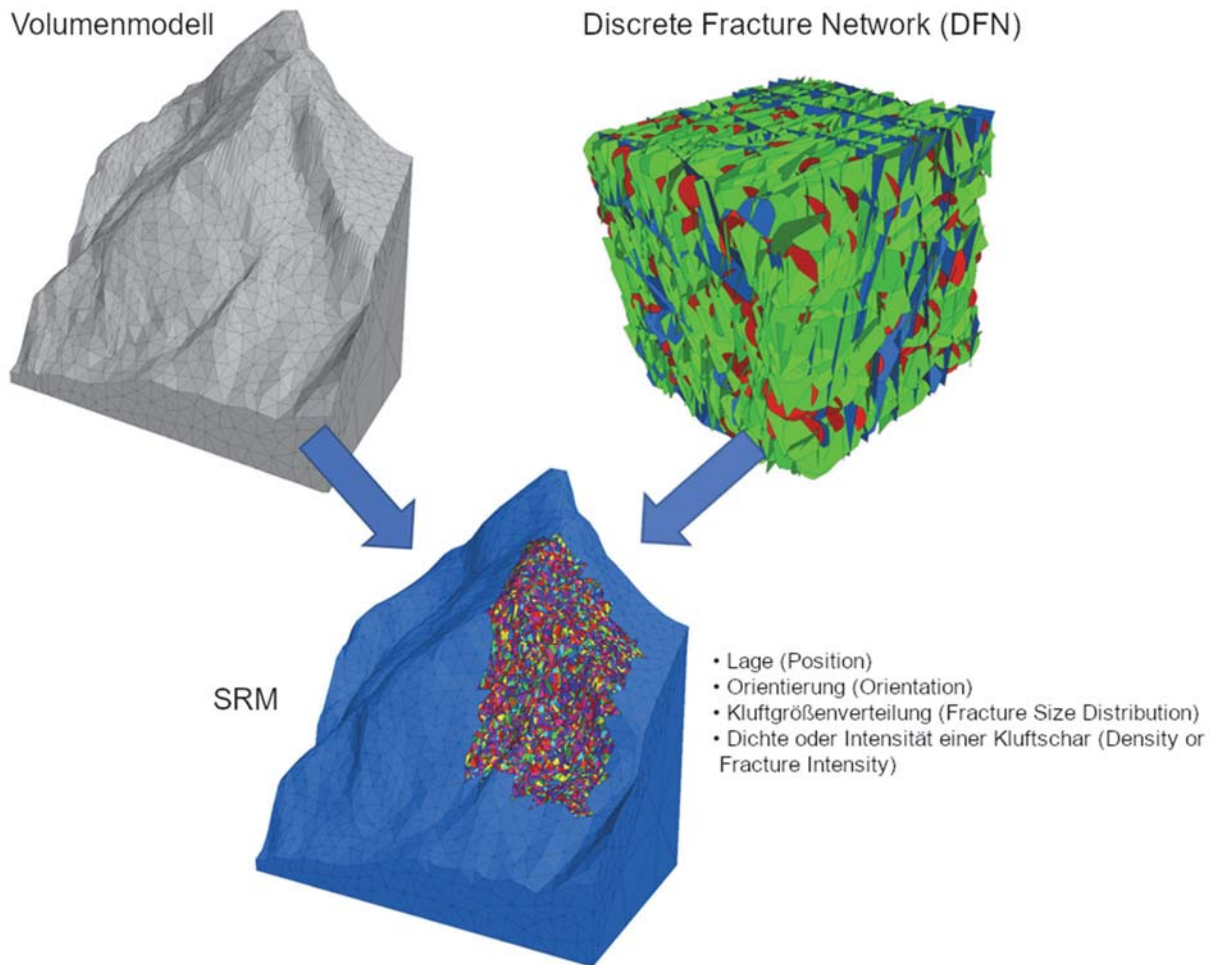


Abb. 4: Verschnitt des Discrete Fracture Networks (DFN) mit dem Volumenmodell bei der Modellierung der Felswand Valsertal

Es wurde versucht, einen vernünftigen Kompromiss zwischen der Auflösung des Modells und der benötigten Rechenleistung/Rechenzeit zu finden. Das aus den aufgenommenen Daten resultierende Trennflächengefüge muss in seiner Komplexität, v. a. in der Anzahl der generierten Klüfte, vereinfacht werden. Folgende Vereinfachungen wurden getroffen:

- Die in-situ gemessenen Kluftdichten wurden auf ein Zehntel reduziert.
- Modellierte Trennflächen mit einem Radius kleiner als zwei Meter wurden nicht berücksichtigt.
- Klüfte mit einem Abstand kleiner als einen Meter, welche sich um nicht mehr als 10° in ihrer Ausrichtung voneinander unterscheiden, wurden vereint, um schleifende Schnitte zu vermeiden.
- Blöcke mit einem Volumen kleiner als 1 m^3 wurden gelöscht;
- ebenso Blöcke mit einer Oberfläche kleiner 10 cm^2 oder einer Kantenlänge kleiner als 10 cm .
- Blöcke mit einem Kantenwinkel größer als 178° oder nadelförmige Blöcke wurden gelöscht.

Für jede der sechs Kluftscharen wurde ein unabhängiges DFN konstruiert. Insgesamt bestand das DFN aus 1.876.573 diskreten Scheiben. Nach der Vereinfachung waren es insgesamt 38.667 diskrete Scheiben. Das Modell bestand nach dem Einfügen des DFN aus 351.532 Blöcken. Nach den Vereinfachungen waren es noch 246.508 Blöcke.

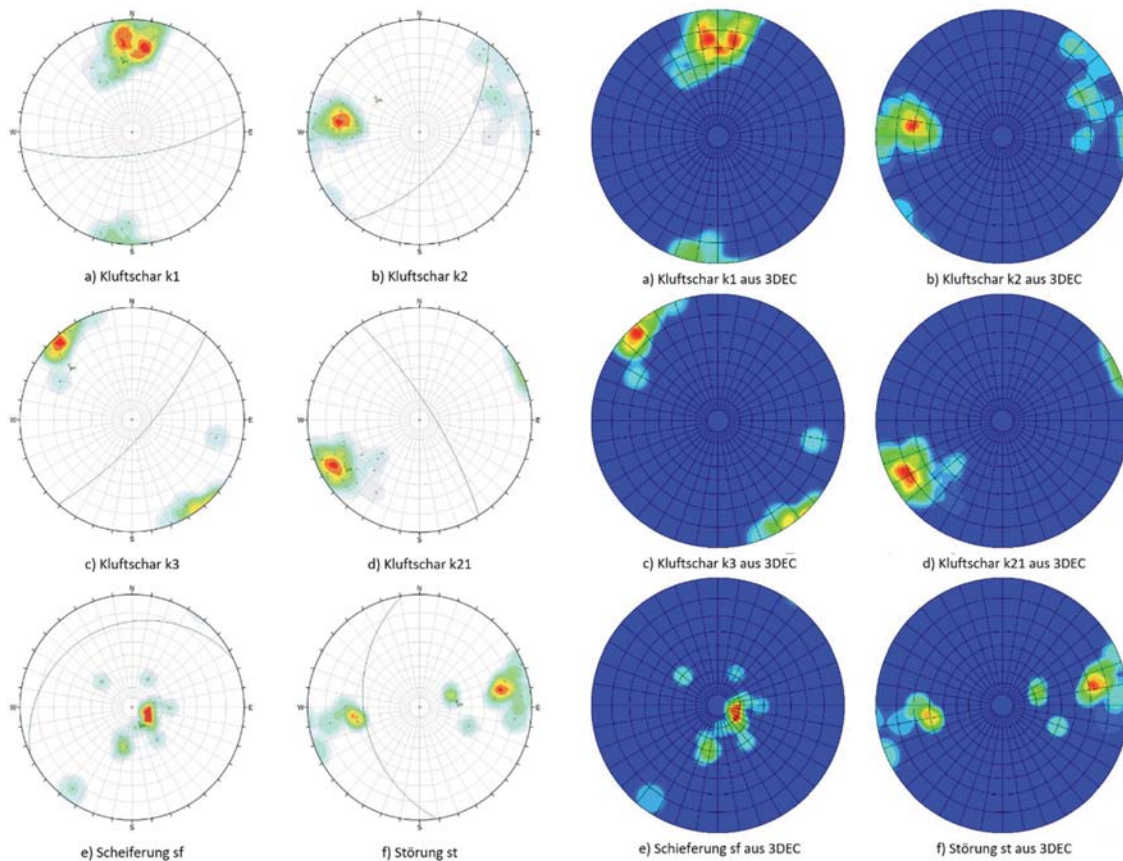


Abb. 5: Gegenüberstellung des gemessenen (links) und des im DFN simulierten Trennflächengefüges (rechts)

3.2 Konventionelles DEM Modell

Im Gegensatz zum SRM-Modell wird beim konventionellen DEM (Discrete Element Method) Modell das Trennflächengefüge durch gemittelte Trennflächenscharen berücksichtigt. Ziel ist es, die maßgeblichen Trennflächen in das Modell zu integrieren, um das diskontinuumsmechanische Verhalten des zu untersuchenden Gebirgsausschnitts korrekt abzubilden; im konkreten Fall das beobachtete Keilversagen. Dazu ist es erforderlich, Vergleichsrechnungen in Bezug auf die Raumstellung, die Festigkeit und den Abstand der Trennflächen/Trennflächenscharen durchzuführen.

Beim konventionellen DEM wurden sowohl Berechnungen mit verformbaren (Mohr-Coulomb Modell) als auch mit starren Blöcken (Rigid Block Modell) durchgeführt. Die Abb. 6 zeigt das Starrkörpermodell mit den berücksichtigten Trennflächen.

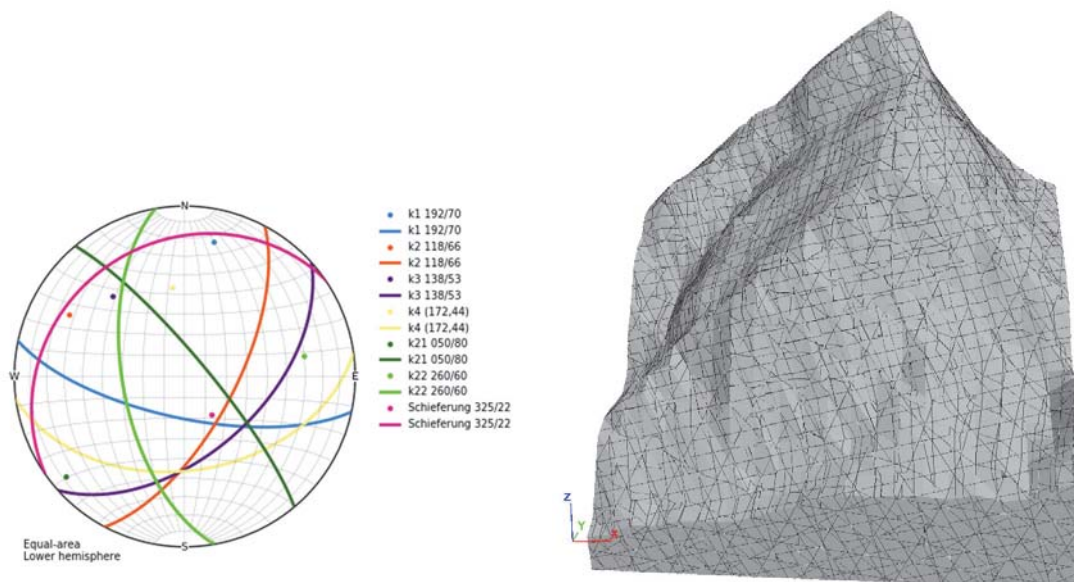


Abb. 6: Berücksichtigte Trennflächenorientierungen (links) beim Rigid Block Modell Valsertal (rechts)

3.3 Kontinuumsmechanisches Modell

Die kontinuumsmechanischen Untersuchungen erfolgten unter Anwendung des HB-Bruchkriteriums, wobei sowohl der Ansatz der äquivalenten als auch der scheinbaren Mohr-Coulomb Parameter verwendet wurde.

Beim Ansatz der äquivalenten MC-Parameter wird die HB-Bruchkurve für den betrachteten Spannungsbereich (kleinste Hauptnormalspannungen) durch eine MC-Bruchgerade bestmöglich approximiert (siehe Abb. 8).

Beim Ansatz der scheinbaren MC-Parameter werden für jeden Punkt der HB-Einhüllenden (in Abhängigkeit von der kleinsten Hauptnormalspannung) scheinbare MC-Parameter berechnet (Abb. 9). D.h. im Modell werden jeder einzelnen numerischen Zone in Abhängigkeit von der Hauptnormalspannung σ_3 scheinbare MC-Parameter (c und φ) zugewiesen. Sie unterscheiden sich somit von Zone zu Zone und sind daher als "lokale" Parameter zu betrachten (siehe Abb. 7).

Der Vorteil von "lokalen" gegenüber äquivalenten MC-Parametern wurde bereits in der Literatur nachgewiesen. Ref. [11] untersuchte die Genauigkeit der Verwendung äquivalenter MC-Parameter zur Schätzung des Sicherheitsfaktors. Insbesondere für steile Hänge führt dies zu schlechten Schätzungen der Sicherheitsfaktoren und zu schlechten Vorhersagen der Abbruchvolumina. Das Problem liegt in der erforderlichen Abschätzung eines geeigneten Bereichs für kleinere Hauptspannungen (σ_3) über die "Hanghöhe".

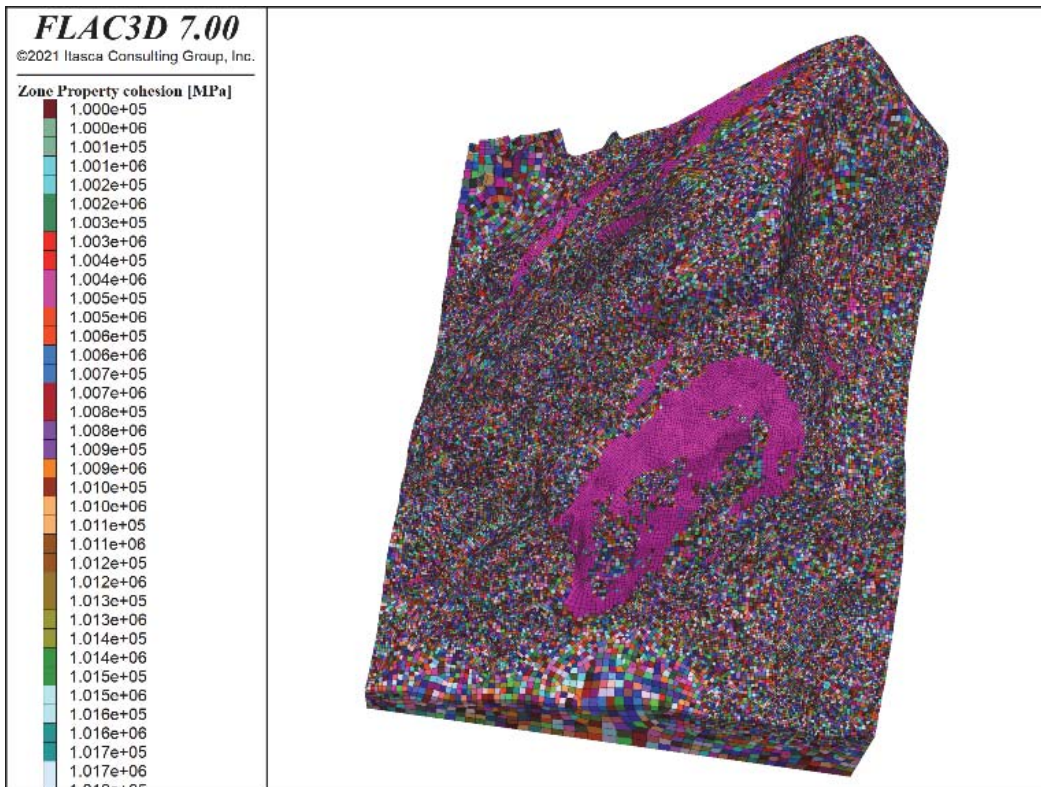


Abb. 7: Chaotisch verteilte scheinbare („lokale“) MC-Parameter [1]

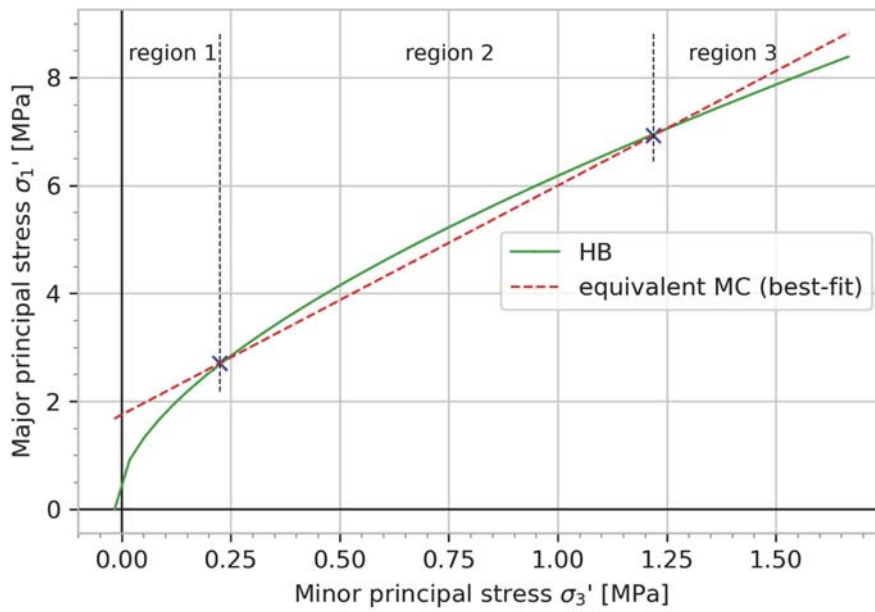


Abb. 8: Hoek-Brown Versagenskriterium und äquivalente Mohr-Coulombsche Bruchgerade [1]

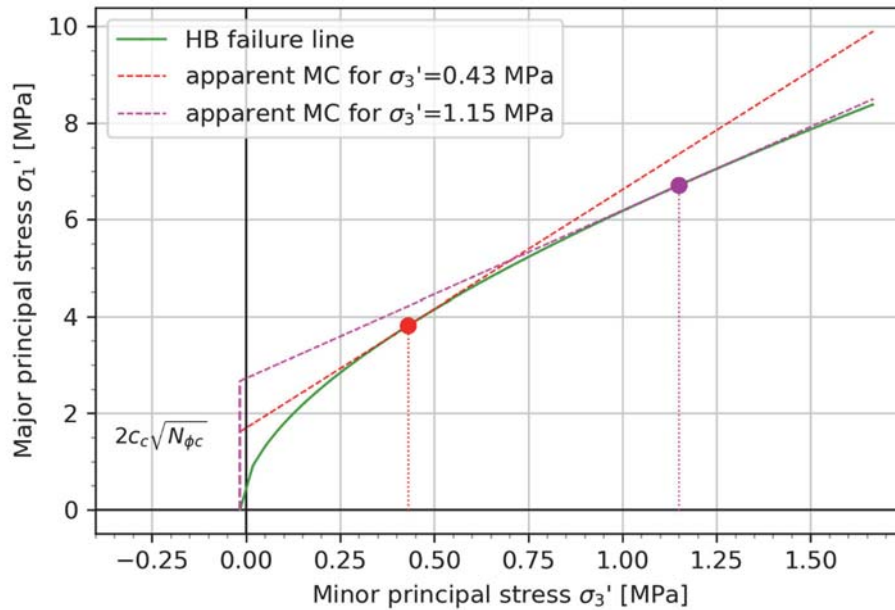


Abb. 9: HB-Versagenskriterium und seine MC-Approximation mit scheinbaren ("lokalen") MC-Parametern (an zwei Knotenpunkten) [1]

Abbildung 8 zeigt die HB-Bruchkurve und die zugehörige äquivalente MC-Bruchgerade. Die äquivalente MC-Bruchgerade ist eine gerade Linie für den gesamten betrachteten Bereich. Sie kann daher die HB-Einhüllende nicht in allen Tiefen (d. h. für alle σ_3) gleich gut abbilden. Für niedrigere und höhere σ_3 -Bereiche (Regionen 1 und 3) können die äquivalenten MC-Parameter die Scherfestigkeit im Vergleich zur HB-Kurve überbewerten.

4 Ergebnisse

Trotz der in 3.1 beschriebenen Vereinfachungen war das SRM-Modell mit den zur Verfügung stehenden Mitteln (Workstation PC) praktisch nicht rechenbar. 3DEC benötigte für 1.000 Berechnungsschritte eine Dauer von mehr als 40 Stunden. Abb. 10 zeigt die berechneten Verschiebungsmagnituden des SRM-Modells. Das beobachtete Keilver-sagen konnte durch Anwendung der Laborparameter und des DFN nicht exakt nachgebildet werden. Eine weitere Kalibration des Modells bzw. die Bestimmung des Grenzgleichgewichts mittels der Methode der Festigkeitsreduktion war aufgrund der hohen Rechenzeiten nicht effizient durchführbar.

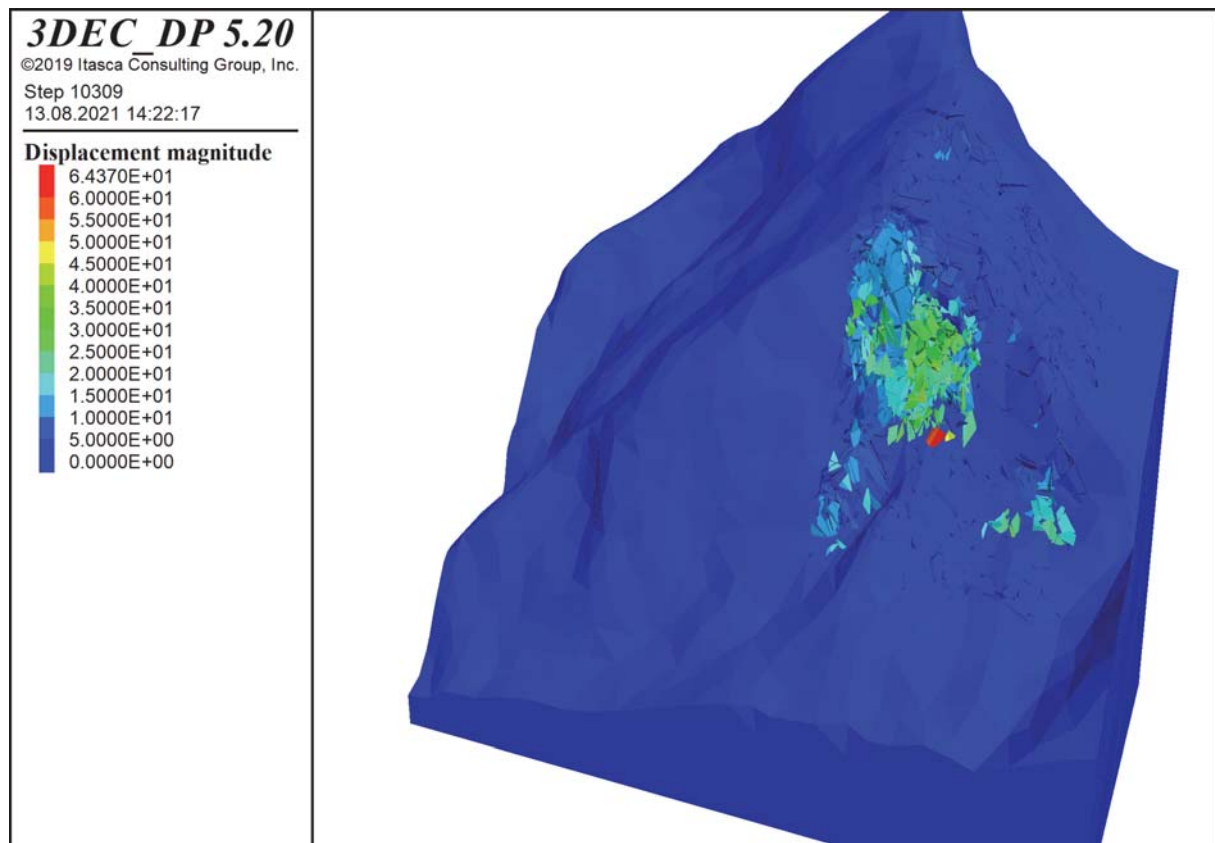


Abb. 10: Konturplot der Magnitude der Verschiebungen in Metern

Die besten Ergebnisse in Bezug auf die Rückrechnung wurden mit dem konventionellen DEM-Modell (3DEC, Itasca Consulting Group) mit starren Blöcken erzielt.

Mithilfe des Starrkörpermodells konnte das beobachtete Keilversagen abgebildet werden, jedoch ist die Ausdehnung des berechneten bewegten Bereichs insgesamt größer (zusätzliche Ausdehnung nach Westen; siehe Abb. 11). Der Grund dafür könnte der im Modell berücksichtigte einheitliche Homogenbereich sein.

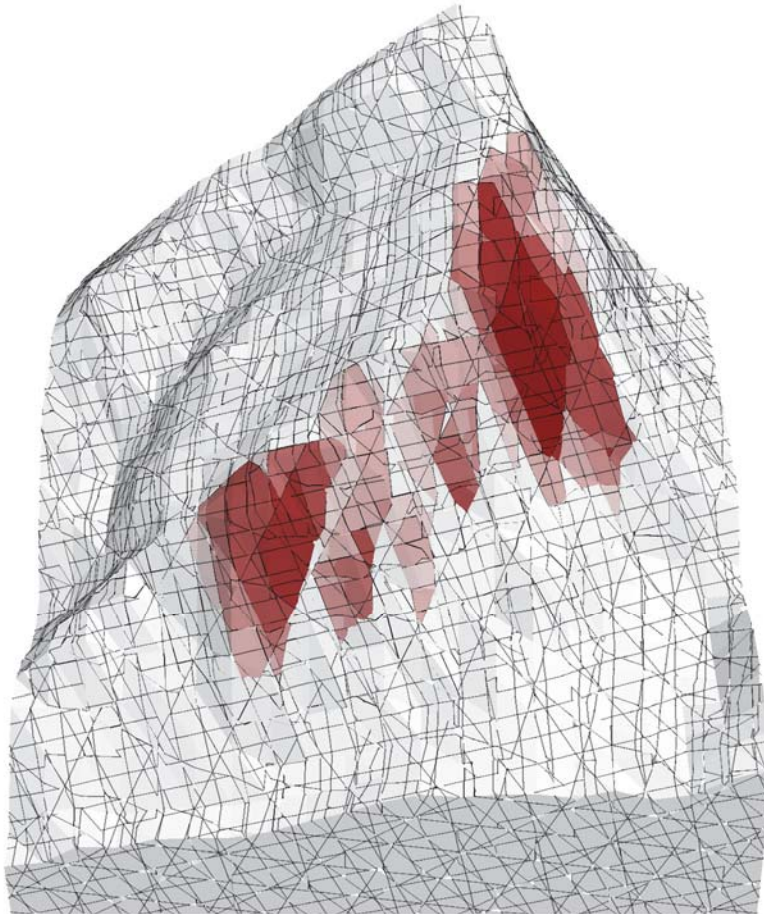


Abb. 11: Berechnetes Keilversagen beim konventionellen 3DEC-Modell (Starrkörper), rote Blöcke zeigen Verschiebungen $\geq 1\text{m}$

Bei der vorliegenden Stabilitätsanalyse mittels FLAC3D war es nicht möglich, das strukturell bedingte Keilversagen aus dem Jahr 2017 mit dem HB-Kriterium rückzurechnen (Abb. 12). Es war jedoch möglich, den von der Wildbach- und Lawinverbauung ausgewiesenen instabilen Bereich zu verifizieren. Dies war jedoch nicht mit äquivalenten MC-Parametern, sondern nur mit scheinbaren MC-Parametern möglich. Die Verwendung äquivalenter MC-Parameter führt zu einem Versagensmechanismus, der den Beobachtungen widerspricht und zu einem zu hohen Sicherheitsfaktor (Abb. 13).

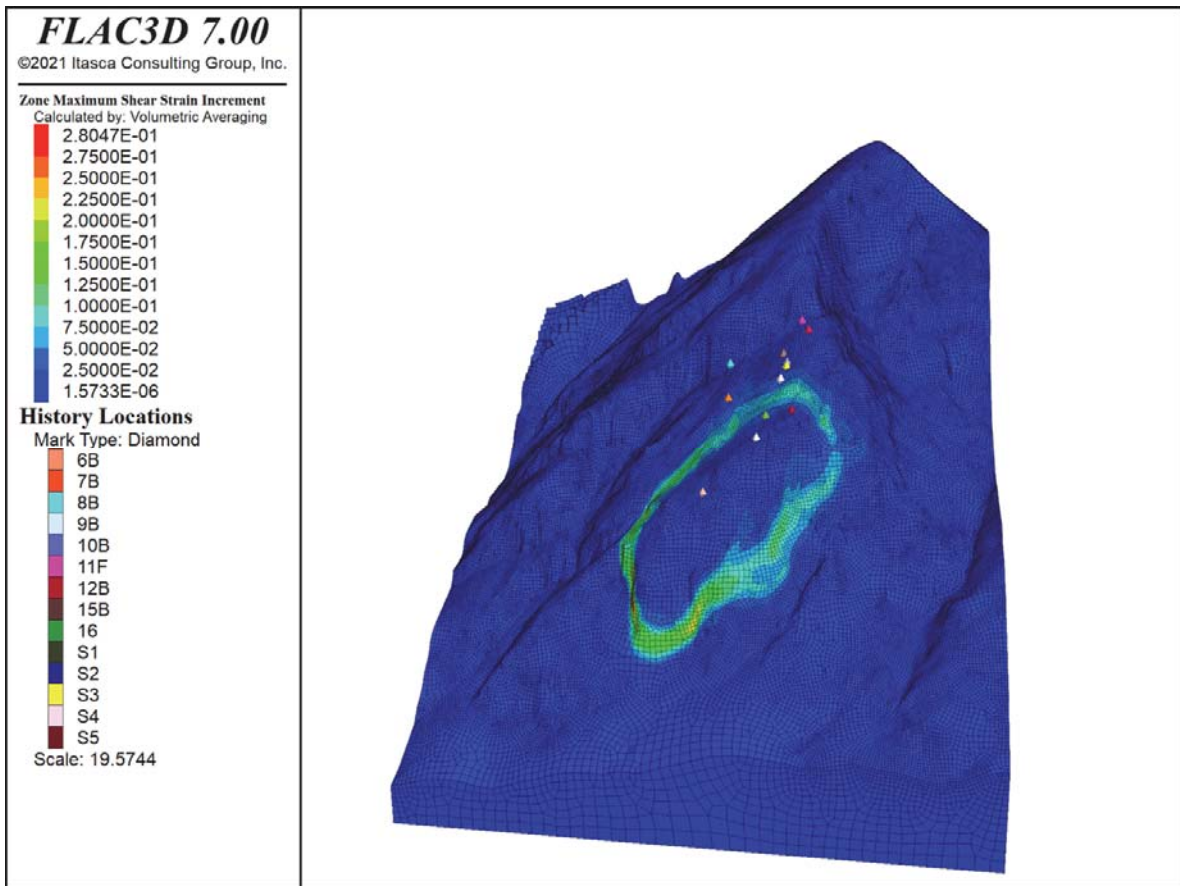


Abb. 12: Konturplot der Schubverzerrungsraten für das Gelände vor dem Abbruch (Felssturz), Zustand nahe dem Grenzgleichgewicht, Modellrechnung mit scheinbaren MC-Parametern [1]

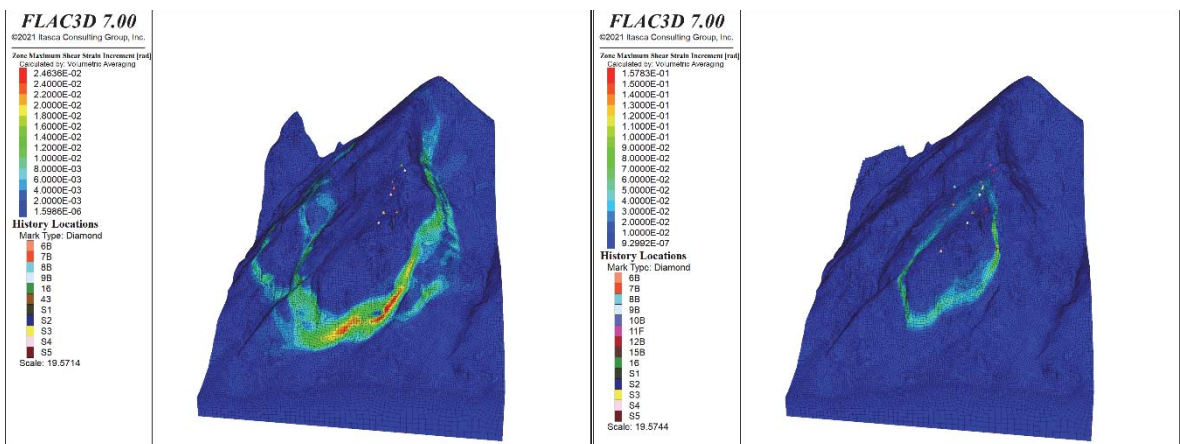


Abb. 13: Konturplot der Schubverzerrungsraten für das Gelände nach dem Abbruch, Zustand nahe dem Grenzgleichgewicht, linkes Bild: äquivalent MC-Parameter, rechtes Bild: scheinbare MC-Parameter [1]

5 Diskussion

Der Versagensmechanismus der Valser Talflanke im Jahr 2017 war ein gefügebedingtes Keilversagen. In einem solchen Fall stellt sich die prinzipielle Frage, ob eine Standsicherheitsbeurteilung mit kontinuumsmechanischen (verschmierten) Methoden zweckmäßig ist. Aus geologischer Sicht ist das Valser Gebirge inhomogen und anisotrop. Aus diesem Grund wurden zuerst diskontinuumsmechanische Berechnungen (DEM mittels 3DEC) erstellt. Im Fall der Valser Talflanke ist eine DEM-Berechnung jedoch nur mit starken Vereinfachungen praktikabel durchführbar. Die Ausdehnung und Anisotropie der Felswand erfordern eine Vergrößerung der Trennflächenabstände (Upscaling) und ein Zusammenführen von Trennflächenorientierungen.

Im Maßstab der Hangskala bleiben diese heterogenen und anisotropen Verhältnisse jedoch großteils über die Tiefe konstant. Man kann daher von "homogenen Bedingungen" im Maßstab der Hangskala sprechen. In kontinuumsmechanischen Modellen ist es Stand der Technik, heterogene Gesteinsmassen wie die Flyschabfolge des Valser Gebirges mit dem HB-Kriterium zu beschreiben [12].

Die Untersuchungen haben gezeigt [1], dass die numerische Umsetzung des HB-Kriteriums (äquivalente vs. scheinbare MC-Parameter) einen erheblichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat. So eignet sich der Ansatz der äquivalenten MC-Parameter aufgrund der zu groben Approximation der HB-Einhüllenden für steile und hohe Talflanken, wie jene im Valser Tal, nicht. Der Ansatz der scheinbaren MC-Parameter zeigt aber realitätsnahe Ergebnisse, die mittels Kalibration auch gut angepasst werden konnten.

Die besten Ergebnisse in Bezug auf die Rückrechnung zeigt das konventionelle DEM Modell mit unverformbaren (starrten) Blöcken. Dabei hat die Raumstellung der Trennflächen einen entscheidenden Einfluss auf das Gebirgsverhalten, sprich auf den Versagensmechanismus der Felswand. Darin liegt auch die Schwäche dieses Modellansatzes begründet. Die Trennflächenorientierungen, die Kluftdichten und die Kluftlängen (Durchtrennung) können nur mittels einzelner Modellrechnungen variiert werden. Die Berücksichtigung der natürlichen Streuung ist hier nicht oder nur im unzureichenden Ausmaß möglich.

SRM Modelle sollten in der Lage sein diese Einschränkungen zu überwinden, sind aber derzeit in der Hangskala aufgrund der sehr langen Rechenzeiten noch nicht praktikabel nutzbar. Dies gilt vor allem für Rückrechnungen, d.h. für die Bestimmung des Grenzgleichgewichts.

6 Schlussfolgerungen

Derzeit existiert noch kein Universalmodell, das alle Anforderungen bei der Standsicherheitsbeurteilung von Felswänden abdeckt. Verschmierte (kontinuumsmechanische) Modelle lassen sich schnell aufbauen und leicht kalibrieren, können aber gefügebedingte Versagensmechanismen (z.B. Keilgleiten) nicht darstellen.

Diskontinuumsmechanische Ansätze sind deutlich aufwendiger und rechenintensiver. Rückrechnungen von SRM-Modellen sind im Hangmaßstab derzeit noch nicht möglich. Konventionelle Modelle haben wiederum den Nachteil, dass Streuungen nicht ausreichend Berücksichtigung finden.

Es wird daher empfohlen, speziell bei komplexen Fragestellungen wie im Valsertal kontinuumsmechanische und diskontinuumsmechanische Ansätze in Kombination zu nutzen.

Literatur:

1. Illeditsch, M.; Preh, A.; Sausgruber, J.T. Challenges Assessing Rock Slope Stability Using the Strength Reduction Method with the Hoek–Brown Criterion on the Example of Vals (Tyrol/Austria). *Geosciences* 2022, 12, 255. <https://doi.org/10.3390/geosciences12070255>
2. Itasca. *FLAC3D: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D, Version 7.0*; Itasca Consulting Group: Minneapolis, MN, USA, 2021.
3. Itasca. *3DEC: Distinct-Element Modeling of Jointed and Blocky Material in 3D, Version 7.0*; Itasca Consulting Group: Minneapolis, MN, USA, 2021.
4. Thiele, O. Das Tauernfenster. In *Der geologische Aufbau Österreichs*; Oberhauser, R., Ed.; Springer: Wien, Austria, 1980; pp. 300–314.
5. Frisch, W. Gradierte Serien am Tauernwestende—Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik. *Geologischer Tiefbau der Ostalpen* 1978, 230, 23–24.
6. Schmid, S.M.; Scharf, A.; Handy, M.R.; Rosenberg, C.L. The Tauern Window (Eastern Alps, Austria): A new tectonic map, with cross-sections and a tectonometamorphic synthesis. *Swiss J. Geosci.* 2013, 106, 1–32.
7. Frank, W.; Höck, V.; Miller, C. Metamorphic and tectonic history of the central Tauern Window. In *Geodynamics of the Eastern Alps*; Flügel, H.W., Faupl, P., Eds.; Deuticke: Vienna, Austria, 1987; pp. 34–54.
8. Staub, R. *Der Bau der Alpen. Beiträge zur Geologischen Karte der Schweiz*; Francke: Bern, 1924.
9. Fügenschuh, B.; Seward, D.; Mancktelow, N.S. Exhumation in a convergent orogen: The western Tauern Window. In *Proceedings of the Terra Nova* 5, 1 December 1997; pp. 213–217.
10. Marinos, P.; Hoek, E. GSI—A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In *Proceedings of the GeoEng 2000, Melbourne, Australia, 19 November 2000*, pp 1422–1446.
11. Li, A.J.; Merifield, R.S.; Lyamin, A.V. Stability charts for rock slopes based on the Hoek–Brown failure criterion. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 2007, 45, 689–700.
12. Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B.C. Hoek-Brown criterion—2002 edition. In *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium NARMS 2002, Toronto, ON, Canada, 7-10 July 2002*; pp. 267–273.
13. Preh, A.; Mölk, M.; Illeditsch M. Steinschlag und Felssturz. In: "ExtremA 2019. Aktueller Wissensstand zu Extremereignissen alpiner Naturgefahren in Österreich", 1; Glade, T.; Mergili, M.; Sattler, K. (Hrg.); herausgegeben von: Vienna University Press; V&R unipress, Vandenhoeck & Ruprecht Verlage, Göttingen, 2020, (eingeladen), ISBN: 978-3-8471-1092-7, pp. 425 - 459.

Planning and execution of a large geomechanical exploration program: lessons learned for coring, conditioning, and laboratory characterization of a water-sensitive shale

Planung und Durchführung eines großen geomechanischen Explorationsprogramms: Erfahrungen mit der Entnahme von Bohrkernen, der Aufbereitung und der Laborcharakterisierung eines wasserempfindlichen Tonsteins

Silvio Giger¹, Michael Gysi^{1,2}, Rodney Garrard¹, Lukas Keller³, Eleonora Crisci⁴, Lyesse Laloui⁵, Alessio Ferrari^{5,6}, Russell T. Ewy⁷, Alberto Minardi⁸

¹ National Cooperative for the Disposal of Radioactive Waste Nagra, Switzerland

² Bundesamt für Landestopografie swisstopo, Wabern, Switzerland

³ Zurich University of Applied Sciences, School of Engineering, Zurich, Switzerland

⁴ Nesol, Numerical Engineering Solutions, Lausanne, Switzerland

⁵ Swiss Federal Institute of Technology EPFL, Lausanne, Switzerland

⁶ Università degli Studi di Palermo, Palermo, Italy

⁷ Consultant, San Ramon, California, USA

⁸ Geotechnical Engineering, Torino, Italy

Abstract

For the site selection procedure for a deep geological repository for radioactive waste, nine deep boreholes were drilled in northern Switzerland between 2019 and 2022. The main objective was to characterise the Opalinus Clay, the designated host rock, which was drilled at different depths at the various sites. For the geomechanical characterisation, the aim was to collect robust material parameters, but also to explore any potential differences between the sites. The peculiarity of the Opalinus Clay, and of shales in general, is the sensitivity of the material to water exchange (drying and swelling), which can irreversibly damage samples. However, tests have to be carried out carefully enough to ensure that the pore fluid pressures are correctly monitored. In this paper, we explain the considerations in planning the tests, and the workflows used in implementing the necessary experimental programme, with a focus on triaxial tests. It is demonstrated, that highly reproducible results could be achieved with these workflows even with challenging test material.

Zusammenfassung

Für das Standortauswahlverfahren eines Geologischen Tiefenlagers für radioaktive Abfälle wurden in der Nordschweiz zwischen 2019 und 2022 neun Tiefbohrungen abgeteuft. Hauptziel war dabei die Charakterisierung des Opalinuston, des vorgesehenen Wirtgesteins, welches in den verschiedenen Standorten in unterschiedlicher Tiefe erbohrt wurde. Für die geomechanische Charakterisierung war das Ziel einerseits die Erhebung von robusten Materialparametern, andererseits aber auch die Erkundung allfälliger Unterschiede zwischen den Standorten. Die Besonderheit von Opalinuston, und von Tonsteinen generell, liegt einerseits in der Empfindlichkeit des Materials bezüglich Wasseraustausch (Trocknen und Quellen), welche Proben irreversibel schädi-

gen kann. Andererseits müssen Versuche so sorgfältig gemacht werden, dass die Porenwasserdrucke korrekt aufgezeichnet werden. In diesem Beitrag erläutern wir die Überlegungen bei der Planung, und die verwendeten Workflows bei der Umsetzung des dafür notwendigen Versuchsprogramms, mit dem Schwerpunkt Triaxialversuche. Es wird gezeigt, dass mit diesen Arbeitsabläufen und Testprozeduren auch mit anspruchsvollem Testmaterial hoch reproduzierbare Ergebnisse erzielt werden konnten.

1 Introduction

As part of Switzerland’s “Sectoral Plan for Deep Geological Repositories”, Nagra is tasked with evaluating the suitability of three remaining siting regions for a repository of radioactive waste. The siting areas are all in northern Switzerland, and the 100 – 120 metre-thick Opalinus Clay (Jurassic) is the designated host rock.

The three siting regions were initially explored with 3D seismic surveys (2015-2017), and more recently by drilling nine deep boreholes (2019- 2022) (Fig.1). Due to the small structural dip (typically < 10°) of the Mesozoic sediments to the South-Southwest, and differences in the local topography, the Opalinus Clay was cored at depths between approximately 450 and 1000 m. The boreholes, however, were typically drilled to a total depth of 1000 to 1300 m, well in excess of the base of the Opalinus Clay. The main part of the borehole was cored for detailed visual inspection and laboratory investigations.

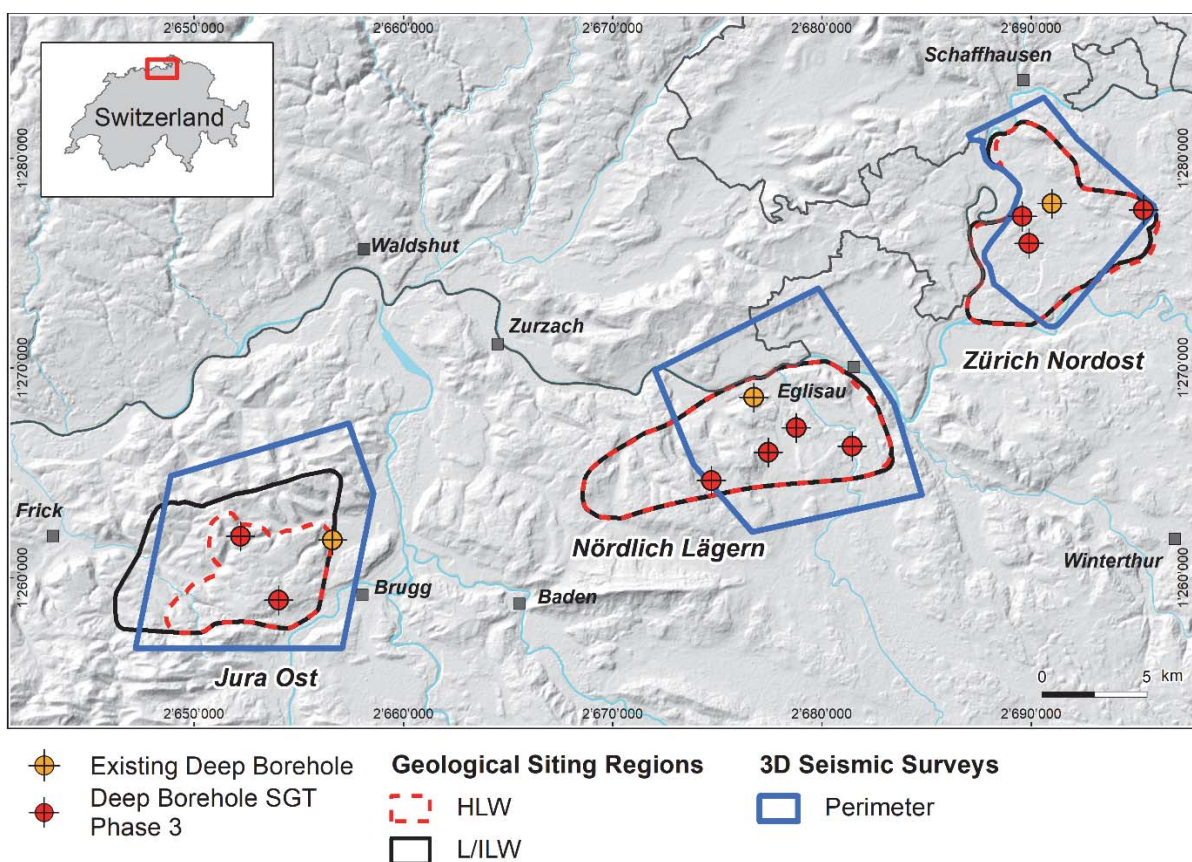


Fig. 1: Overview of the three potential siting regions (for both high-level waste, HLW, and low- and intermediate-level waste, L/ILW), with the locations of the new boreholes (deep borehole campaign as part of Stage 3 of the Sectoral Plan) and the perimeters of the 3D seismic surveys.

The aim of the geomechanical sub-programme was to derive robust mechanical properties of the Opalinus Clay and its confining units, yet at the same time to explore potentially relevant differences of these properties in the three siting regions. The peculiarity of the Opalinus Clay, and of shales in general, is the sensitivity of the material to water exchange (drying and swelling), which can irreversibly damage samples. However, the tests have to be carried out carefully enough to ensure that the pore fluid

pressures are correctly monitored. In this paper, we explain the methods and workflows which were implemented in the geomechanical testing programme, with a focus on triaxial testing.

2 Coring and sampling

2.1 Drilling mud

To avoid swelling and the subsequent deterioration of the borehole wall, oil-based muds are generally the preferred option for drilling shale sections in the hydrocarbon industry. This was not possible in Switzerland due to environmental regulations. Instead a low salinity water-based mud with polymers was used for the Opalinus Clay section in the first borehole (BUL-1-1). However, it was then observed that the borehole was not stable, with significant caliper enlargement in the upper part (Fig. 2). Due to this instability, tools for in-situ testing could not be inserted at the level of the Opalinus Clay and below.

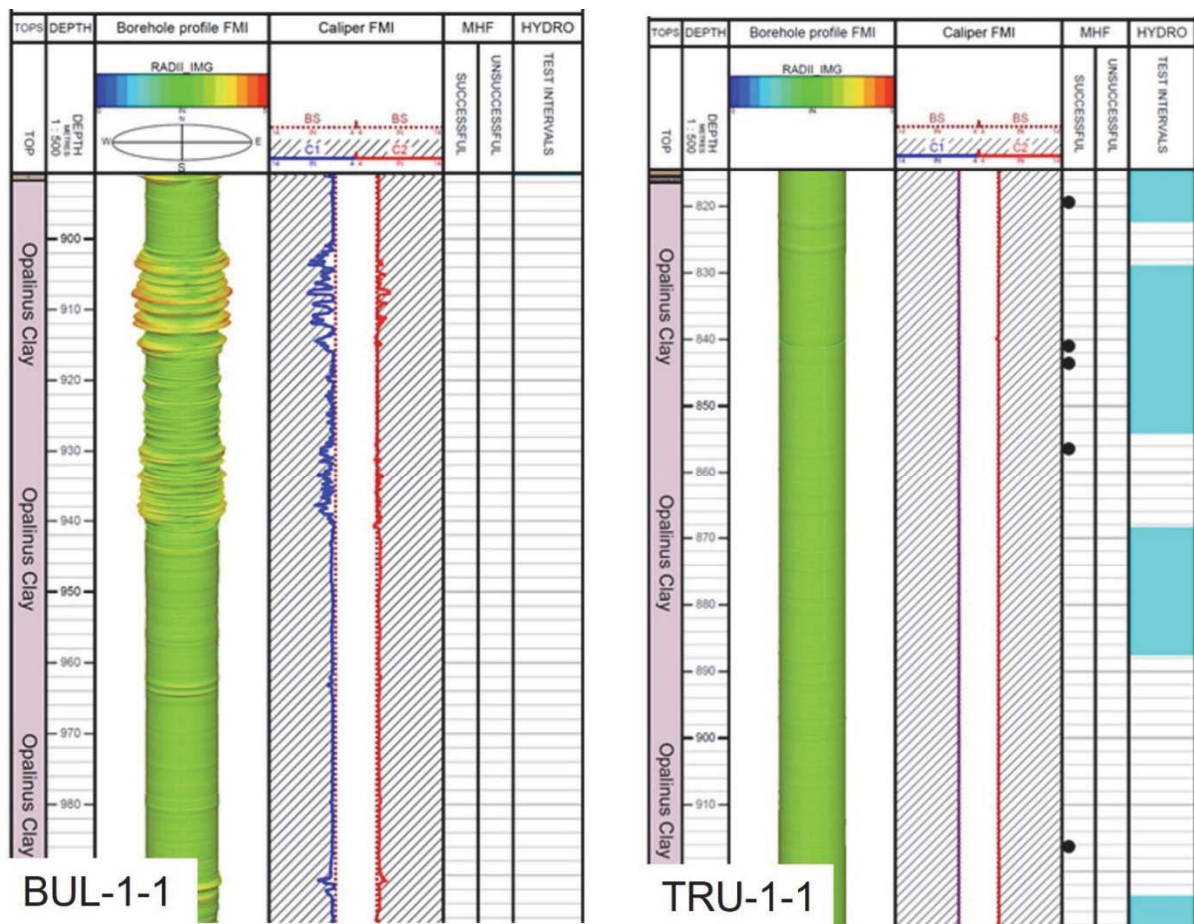


Fig. 2: Effect of drilling mud on borehole stability and ability to execute in-situ tests.

For the second borehole (TRU-1-1), a potassium silica-based mud was used for the Opalinus Clay. This mud has strongly inhibitive properties. In addition, the mud weight was also increased in a range between 1.18 and 2.24 g/cm³. These measures yielded a very stable borehole and enabled the successful execution of all planned in-situ tests, i.e. five micro-hydraulic fracturing tests and four hydrotests (packertests). More details on used drilling muds can be found in Nagra (2021a).

The quality of the recovered cores was observed to be similar in both boreholes. The main difference is that the cores were recovered and conditions within a few hours (see below), whereas the borehole remained open for several weeks. Hence the choice of the drilling mud mainly impacted the logging quality and whether or not it was possible to execute in-situ tests.

2.2 Documentation at borehole site

After recovery, the cores were washed with tap water to remove the drilling mud. A water hose is required, but was limited to just a few seconds, to ensure that all mud was washed off the core. Excess water was then removed using a cloth. This was followed by lithological description. Before sub-sampling (section 2.3), all cores were graphically documented using a core scanner, with custom-made light system to enable high quality photographs and photography post processing for true color management (Fig.3).

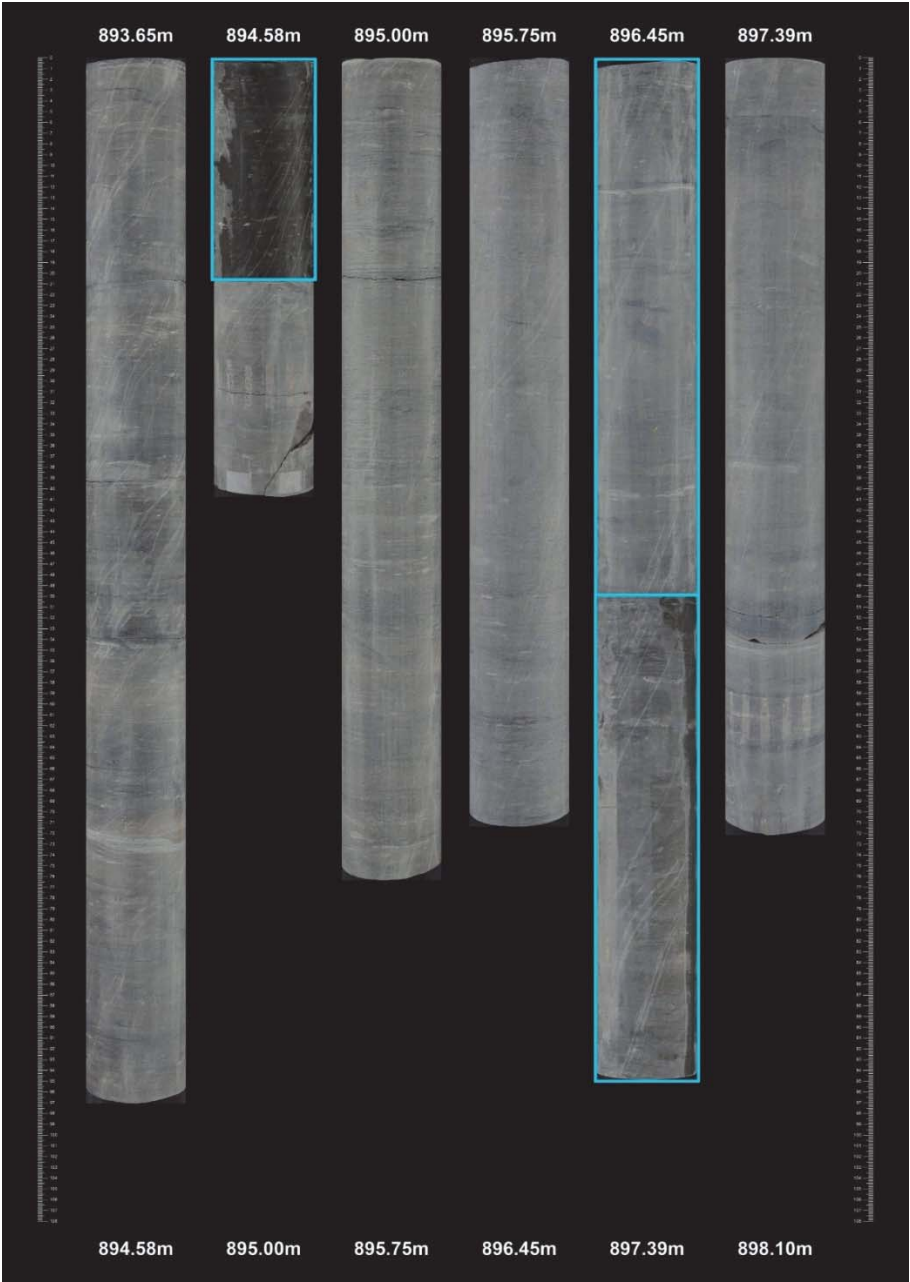


Fig. 3: Example of composite core pictures of Opalinus Clay for the interval between 893.65 to 898.10 m (borehole BUL-1-1). Blue rectangles indicate conditioned samples (see sections 2.2 and 2.3).

2.3 Sampling grid

Drill cores were recovered for a large number of analytical purposes. Nine different sample types, including geomechanics (GM), were defined with specific conditioning requirements directly at the borehole site, immediately after lithological description and photographic documentation (Fig.4).

The main requirements of the GM cores were: a) length of cores 50 cm (minimum 30 cm) of intact core, b) end surfaces flat (circular saw), c) visually representative of the 3 m long core interval. A regular sampling frequency with a net spacing of approximately 3 m was assured by other sample types (pore water, PW, and rock properties, RP). The GM cores were mainly planned in clusters of three cores over 6 m in length, complemented by some additional cores to ensure at least one core every 10 m. The clusters were selected to match core depth with geomechanical in situ testing depth (dilatometer and micro-hydraulic fracturing).

Depth	Formation	Group	Sample type							GM	
			NG	CO2	SQ	AD	OD	PW	RP		DI
			Noble Gas	pCO2	Squeezing	Advective Displacement	Out Diffusion	Porewater	Rock properties		Diffusion
			Steal container with noble gas	BRGM glass cylinder	gas-tight aluminium bag (PETP/AL/PE) and PE bag					resin and clamp	
865	Opalinuston	Dogger									
866	Opalinuston	Dogger						0.250	0.200		
867	Opalinuston	Dogger									
868	Opalinuston	Dogger									0.500
869	Opalinuston	Dogger									
870	Opalinuston	Dogger	0.150				0.250				
871	Opalinuston	Dogger									0.500
872	Opalinuston	Dogger									
873	Opalinuston	Dogger						0.250			
874	Opalinuston	Dogger									0.500
875	Opalinuston	Dogger									
876	Opalinuston	Dogger					0.250				
877	Opalinuston	Dogger									
878	Opalinuston	Dogger									
879	Opalinuston	Dogger						0.250	0.200		
880	Opalinuston	Dogger									
881	Opalinuston	Dogger									
882	Opalinuston	Dogger					0.250				
883	Opalinuston	Dogger									0.500
884	Opalinuston	Dogger									
885	Opalinuston	Dogger						0.250			
886	Opalinuston	Dogger									
887	Opalinuston	Dogger		0.200			0.250				
888	Opalinuston	Dogger									
889	Opalinuston	Dogger									
890	Opalinuston	Dogger						0.250	0.200		
891	Opalinuston	Dogger									
892	Opalinuston	Dogger									
893	Opalinuston	Dogger									
894	Opalinuston	Dogger	0.150				0.250				
895	Opalinuston	Dogger									0.500
896	Opalinuston	Dogger									
897	Opalinuston	Dogger						0.250			
898	Opalinuston	Dogger									0.500
899	Opalinuston	Dogger									
900	Opalinuston	Dogger		0.200	0.200	0.200	0.250				
901	Opalinuston	Dogger									0.500

Fig. 4: Example of sampling grid at the planning stage (before drilling). Regular spacing for analysis of basic properties is ensured by PW and RP sample types. Numbers in table represent length of conditioned core intervals in meters.

2.4 Conditioning of Geomechanical cores (GM)

A detailed account of the sample conditioning and requirements for GM and all other sample types is provided in Rufer (2019). Cores for geomechanical testing (GM) were cut to specified length by using a rock saw, cutting dry without water in the case of clay-mineral-rich samples. The cores were then slid into black PE (polyethylene) core barrels, with one closed end (Fig.5). Wooden spacers were used to center the core. Spacers made of PVC (polyvynylchloride) were used at the base of the core and the top. The core was then fixed by using a clamp and put into a specially made core holder. Finally, the annulus was filled using a fast-curing resin (Sikadur ®-52). The

annulus was selected very small (101 mm for a nominal 96 mm core) to limit the temperature of the exothermal curing process below 30 ° C. The resin not only ensures that the core is perfectly shielded from water-exchange, but also protects the sample from mechanical damage. The isolation from atmospheric water exchange (notably drying) was achieved within 20-30 minutes after surfacing the cores. After coring, cores were put into specifically made containers with additional shock-absorbing and insulating hard foam for transport and storage.

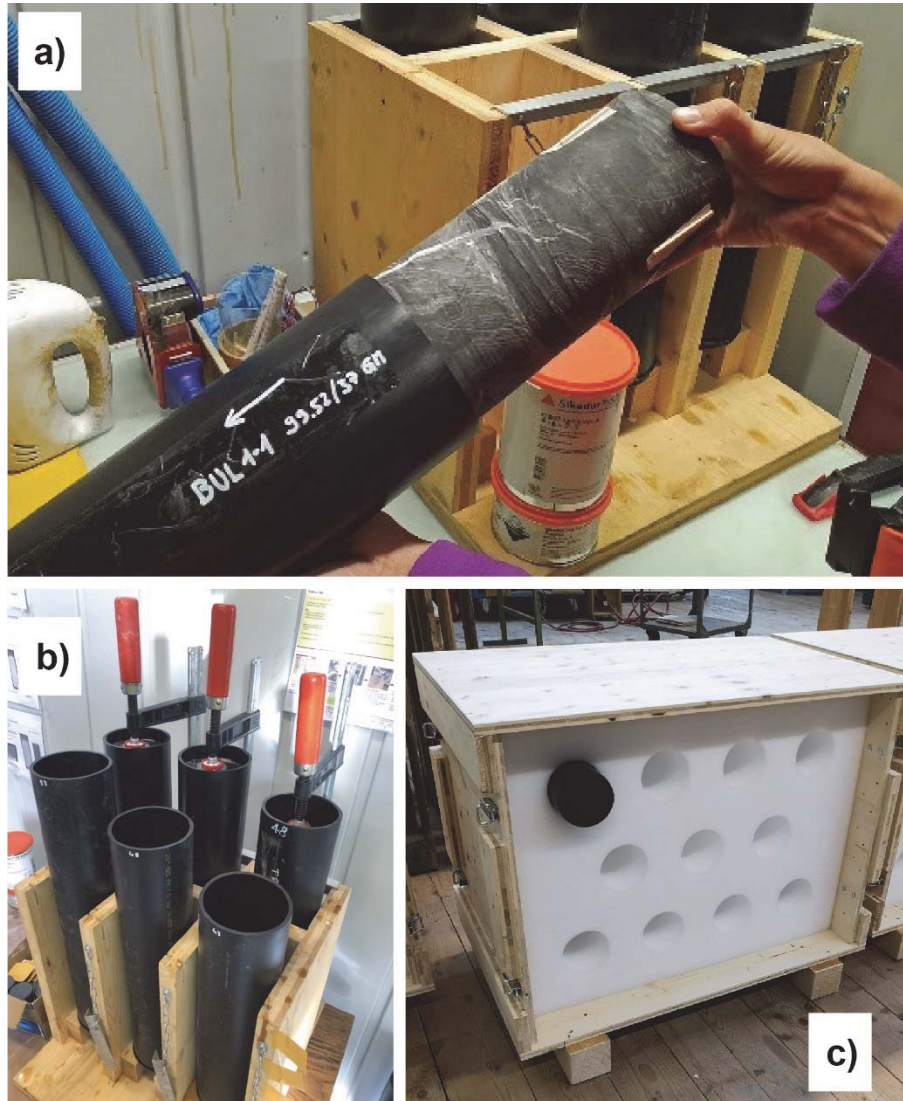


Fig. 5: Conditioning and storage of Geomechanical cores (GM).

3 Selection of core material for testing

Prior to sending cores to the laboratories for testing, all GM cores with Opalinus Clay and its confining units were examined by the non-destructive Med-XCT technique (Keller & Giger, 2019). This was done for three main reasons: 1) check for integrity of the core, as some drilling-induced fractures may not have been detected at the borehole site, or may only manifest after some time in the cores, 2) select homogeneous intervals for testing, and 3) assess the representativeness of plugs selected for sub-sampling with respect to the entire core. An example of a stacked XCT cross-section and the location of sub-sampling interval is given in Figure 6.

Since basic properties such as water content, density, porosity and bulk mineralogy are evaluated for all selected samples and/or the testing interval, the XCT grey values can be calibrated, and the basic properties can be estimated along the cores (Fig. 6).

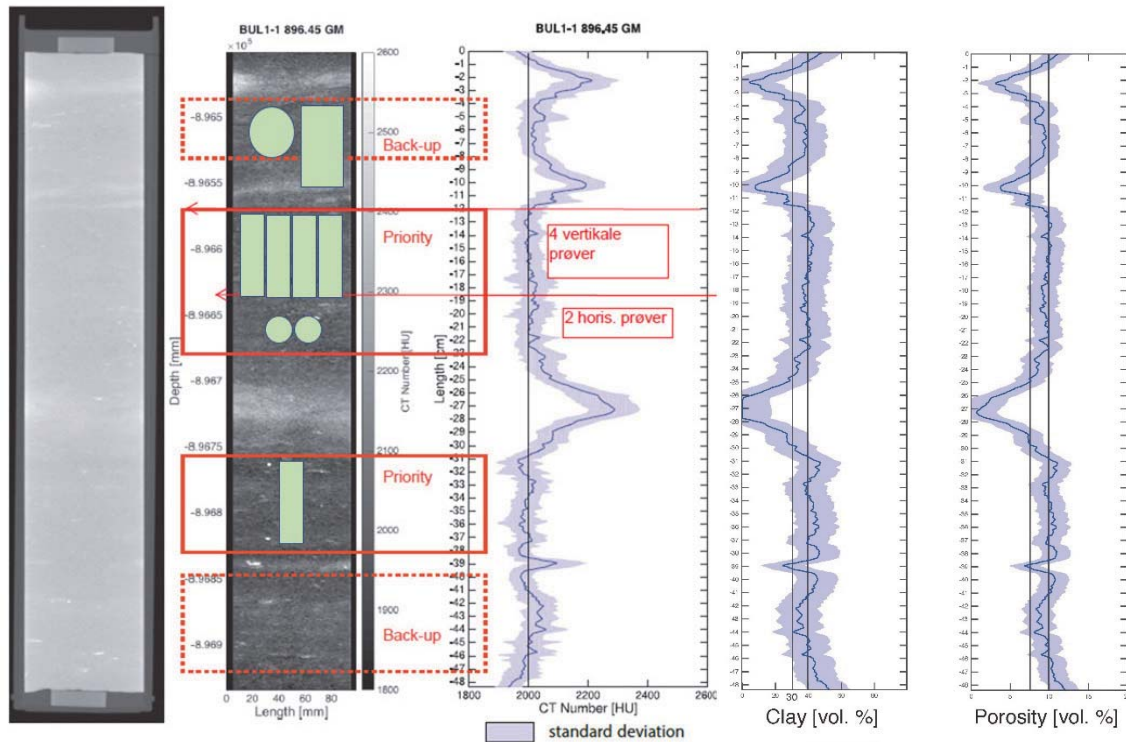


Fig. 6: Virtual cross-section of stacked CT scans of example core, with continuous mineralogical and physical properties (calibrated on core sub-samples). The test plugs (second image from the right, green areas) were drilled from homogeneous intervals.

4 Triaxial testing

Hydro-mechanical couplings need to be taken into account to understand of the response of Opalinus Clay. In particular, results need to be analyzed in terms of effective stress. This means that samples must be properly saturated, yet without jeopardizing the mechanical integrity by potential swelling at low effective stress (Ewy, 2015). In addition, since hydraulic conductivity is very low, the diffusivity of pore pressure takes very long and hence an appropriate loading rate must be selected (Ewy, 2018; Giger et al., 2018; Delage, 2021). These aspects were evaluated in detail in a benchmarking study with cores from the Underground laboratory of Mont Terri (Minardi et al., 2019).

A sub-core was extracted from the core barrel on the basis of XCT scans and using a bandsaw (Fig.7). It was possible to demonstrate that the sub-core was in excellent condition, generally without fissures and a native activity > 70 %. The native activity can be correlated to sample saturation on the water retention curve. Testing plugs were then drilled from that sub-core adjacent to each other to minimize sample heterogeneity, which is considered minimal in the lateral direction. Sub-coring is done with a non-wetting, non-polar hydrocarbon as a cooling fluid. The detailed procedures adopted for testing in the deep borehole campaign were very similar as in Minardi et al. (2019) and are documented in borehole specific reports (e.g. Nagra 2021b, 2021c).



Fig. 7: Extraction of sub-core using a bandsaw (left), and sub-drilling of testing plugs (right).

Examples of results of the peak shear strength of Opalinus Clay samples from the first two boreholes are provided in Figure 8, highlighting the high reproducibility of the results.

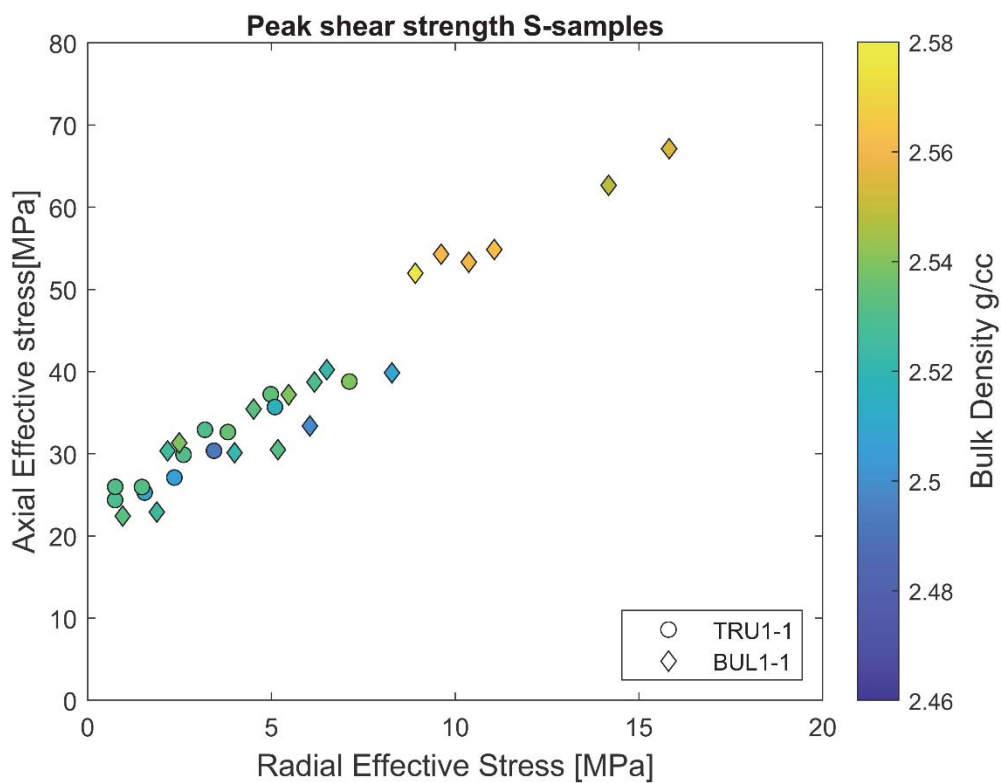


Fig. 8: Peak strength results of Opalinus Clay triaxial tests from two boreholes (BUL-1-1 and TRU-1-1). Axial loading in all tests was perpendicular to bedding.

5 Check representativeness of test results

A critical question revolving around any laboratory testing programme is how representative the chosen specimens were for a given formation. This is where the regular sampling grid of PW and RP cores (Fig.4), and constraining basic properties in all cores

(including GM), is relevant. Direct comparison of geomechanically tested samples (filled symbols) with those of the regular grid (open symbols) for both porosity and clay mineral content highlights that the test plugs are indeed representative of the formation (Fig.9).

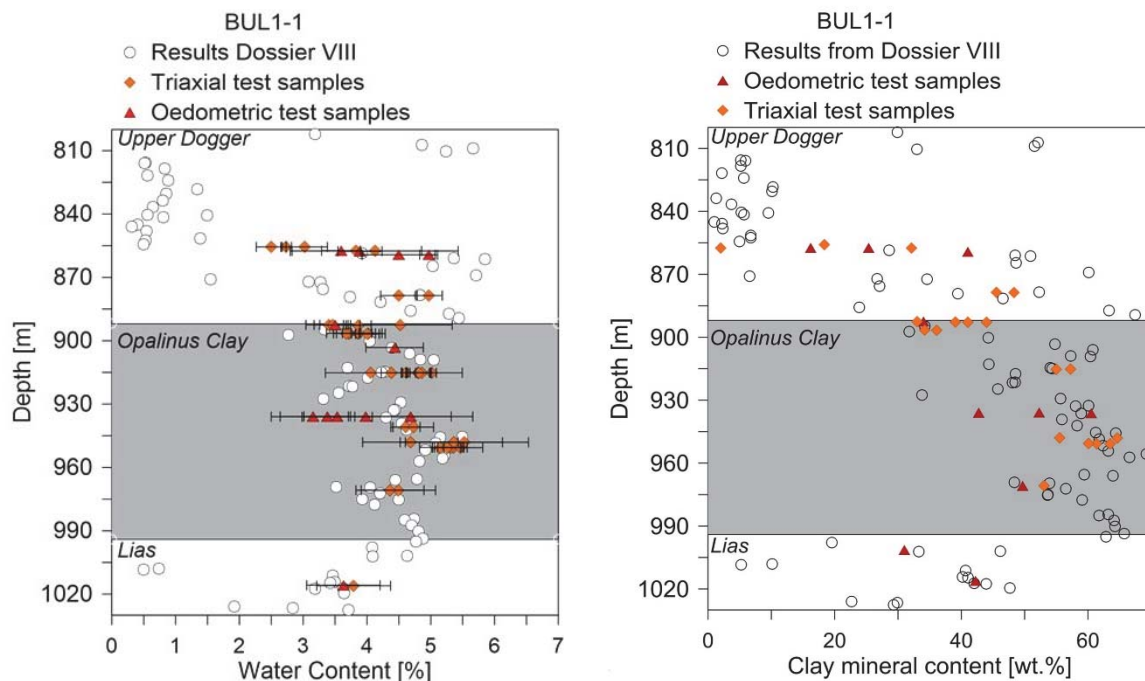


Fig. 9: Comparison of samples from geomechanical testing (triaxial and oedometric test samples, taken from geomechanics cores, GM) with samples from regular grid (open symbols, from cores of rock properties, RP, and pore water, PW).

References

- Delage, P. & Belmokhtar, M. (2021): Drained triaxial testing of shales: insight from the Opalinus Clay. *Acta Geotechnica*. <https://doi.org/10.1007/s11440-021-01395-3>.
- Ewy, R.T. (2015): Shale/claystone response to air and liquid exposure, and implications for handling, sampling and testing. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 80, 388-401. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.10.009>
- Ewy, R.T. (2018): Practical approaches for addressing shale testing challenges associated with permeability, capillarity and brine interaction. *Geomechanics for Energy and the Environment* 14, 3-15.
- Giger, S.B., Ewy, R.T., Favero, V., Stankovic, R. & Keller, L.M. (2018): Consolidated-undrained triaxial testing of Opalinus Clay: Results and method validation. *Geomechanics for Energy and the Environment* 14, 16-28.
- Keller, L.M. & Giger, S.B. (2019): Petrophysical properties of Opalinus Clay drill cores determined from Med-XCT images. *Geotech. Geol. Eng.* 37/4, 3507-3522. <https://doi.org/10.1007/s10706-019-00815-2>
- Minardi, A., Giger, S.B., Ewy, R.T., Stankovic, R., Stenebråten, J., Soldal, M., Rosone, M., Ferrari, A. & Laloui, L. (2020): Benchmark study of undrained triaxial testing of Opalinus Clay shale: Results and implications for robust testing. *Geomechanics for Energy and the Environment* 25, 100210.

- Nagra (2021a): TBO Trüllikon-1-1: Data Report. Dossier I: Drilling. Nagra Arbeitsbericht NAB 20-09.
- Nagra (2021b): TBO Bülach-1-1: Data Report. Dossier IX: Rock-mechanical and Geomechanical Laboratory Testing. Nagra Arbeitsbericht NAB 20-08.
- Nagra (2021c): TBO Trüllikon-1-1: Data Report. Dossier IX: Rock-mechanical and Geomechanical Laboratory Testing. Nagra Arbeitsbericht NAB 20-09.
- Rufer, D. & Stockhecke, M. (2019): Field manual: Drill core sampling for analytical purposes. Nagra Arbeitsbericht NAB 19-13 Rev.1.

Damage evolution of building sandstone exposed to fire – large-scale lab testing and numerical simulations

Schädigung in Bausandstein unter Brandeinwirkung – großmaßstäbliche Versuche und numerische Simulation

Thomas Frühwirt

TU Graz, Institute of Rock Mechanics and Tunneling
Rechbauerstraße 12, 8010 Graz, Austria
(formerly at Geotechnical Institute, TU Bergakademie Freiberg)

Jörn Wichert, Heinz Konietzky

TU Bergakademie Freiberg, Geotechnical Institute
Gustav-Zeuner-Str. 1, 09599 Freiberg, Germany

Fei Wang

Key Laboratory of Ministry of Education on Safe Mining of Deep Metal Mines
Northeastern University, Shenyang 110819, China
(formerly at Geotechnical Institute, TU Bergakademie Freiberg)

Abstract

Heat-induced short-term decay of dimension stone on buildings and monuments caused by fire is a well-known phenomenon. However, the mechanisms of fracturing and spalling behavior of rocks in real fires have been mostly obtained by findings based on phenomena observed by small-scale lab testing using electrical ovens. A large-scale method has been lacking due to the limitations in size and costs of technical devices offering realistic temperatures. In our work we conducted real scale fire experiments on large-sized specimens and performed accompanying numerical simulations of the different fire scenarios. After the fire tests, different crack patterns were observed on the specimens. In contrast, smaller specimens heated in a laboratory oven did not reveal any macroscopic cracks, although they were exposed to the same or even markedly higher temperatures. Simulation results showed that the large samples under real fire experienced high thermal gradients during both heating and the subsequent cooling processes. The thermal gradient inside of evenly heated small-sized samples always tends to be very small due to the slow heating and cooling rate in an oven. However, the thermal impact of to a real scale fire is less steady, showing major spatial and temporal fluctuations, and is characterized by a significant higher heating rate. The difference in thermal gradients depending on heating rates is identified as a dominant factor for the difference in cracking behavior of sandstone samples. Reversing mechanisms of thermal expansion and contraction of the near surface sample volume causes the creation and widening of macrocracks in the thermally pre-damaged matrix. By means of numerical model calculations it is demonstrated that damage is accumulated in the heating as well as the cooling phase of a real fire scenario. These findings can have significant implications on judging the detrimental effect of water used for extinguishing fires impacting sandstone structures.

Zusammenfassung

Die durch Brand oder Feuer verursachte kurzfristige Zerstörung von Naturstein an Gebäuden und Denkmälern ist ein bekanntes Phänomen. Das Verhalten des Bruch- und Abplatzens von Gestein bei realen Bränden wurden jedoch zumeist durch Phänomene beschrieben, die in Laborversuchen in kleinem Maßstab mit elektrischen Öfen beobachtet wurden. Aufgrund der begrenzten Größe und der Kosten von Versuchseinrichtungen, die realistische Temperaturszenarien aufbringen können, konnten Untersuchungen mit großmaßstäblichen Proben bislang nicht umgesetzt werden. In unserer Arbeit haben wir Brandversuche an großformatigen Probekörpern durchgeführt und begleitende numerische Simulationen der experimentellen Szenarien vorgenommen. Nach den Brandversuchen wurden an den Probekörpern unterschiedliche Rissmuster dokumentiert. Kleinere Proben, die in einem Laborofen erhitzt wurden, wiesen dagegen keine makroskopischen Risse auf, obwohl sie den gleichen oder sogar deutlich höheren Temperaturen ausgesetzt waren. Die Simulationsergebnisse zeigten, dass großmaßstäbliche Proben im Brandfall sowohl bei der Erwärmung als auch bei der anschließenden Abkühlung hohe Temperaturgradienten aufweisen. Dagegen ist der thermische Gradient in gleichmäßig erhitzten, kleinen Proben aufgrund der langsamen Aufheiz- und Abkühlgeschwindigkeit in einem Laborofen immer sehr gering. Die thermische Einwirkung eines Brandes im realen Maßstab ist jedoch weniger gleichmäßig, weist größere räumliche und zeitliche Schwankungen auf und ist durch eine wesentlich höhere Aufheizrate gekennzeichnet. Der Unterschied in den thermischen Gradienten in Abhängigkeit von der Aufheizrate wird als dominierender Faktor für das unterschiedliche Rissverhalten von Sandsteinproben identifiziert. Die Umkehrung der Mechanismen der thermischen Ausdehnung und Kontraktion des oberflächennahen, schalenförmigen Probenvolumens bewirkt die Entstehung und die Ausdehnung von Makrorissen in der thermisch vorgeschädigten Matrix. Anhand von numerischen Modellrechnungen wird gezeigt, dass die Schädigung sowohl in der Aufheiz- als auch in der Abkühlphase eines realen Brandszenarios entsteht und akkumuliert wird. Diese Erkenntnisse sollten bei der Beurteilung der möglichen Auswirkung des Einsatzes von Löschwasser bei der Bekämpfung von Bränden an Sandsteinstrukturen berücksichtigt werden.

1 Introduction

Sandstone has been one of the most commonly used construction materials for historical buildings or structures worldwide. Although it is fairly well resistant to weathering and corrosion under natural conditions, some external factors like fire accidents can cause a significant decline in the strength of sandstone and may compromise the structural integrity of a building (Gomez-Heras et al., 2009). For instance, the sandstone construction of the Church 'Frauenkirche Dresden' was in flames and high temperatures for hours due to Anglo-American bombardments in 1945. This led to peel-like separations in the sandstone causing damages of the supporting structure (Hajpál and Török, 1998). Besides the obvious damages on the surface of the building stone, the high temperature of the fire can induce substantial microcracks or even large fractures inside of rocks covered by the surface without visible cracks (Wang and Konietzky, 2020).

To study the fire effects on sandstone, heating ovens are often used to simulate the increased temperatures during fires (Gomez-Heras et al., 2009). Most studies have focused on morphology and property variations, as well as the cracking evolution after heat treatments. Robertson (1988) summarized the published data to provide fairly accurate evaluations of thermal coefficients and parameters of sandstones for engineering and scientific purposes.

Despite the numerous efforts made in the past, the mechanisms of fire-induced damages in sandstone are still poorly understood due to relatively rare experimental studies. This is mainly because the temperatures applied by electric laboratory oven usually exhibit a delay compared to the real fire time-temperature characteristics. Hence, high heating rates cannot be reproduced well by an electric oven. Recently, some researchers have started to use real flames or laser beams to replicate the heating physics during fires (Gómez-Heras et al., 2008; Gomez-Heras et al., 2009). McCabe et al. (2007) compared the response of a sandstone block to furnace heating and fire exposure. They found that samples treated by fire showed a more unpredictable response to salt weathering and a pronounced spalling of corners which is likely to be due to a dense microfracture network. Smith and Pells (2008) studied how in-situ sandstone is responding to a tunnel fire by conducting laboratory and field tests. They found that a substantial explosive spalling of the sandstone may occur at temperatures of only a few hundred degrees Celsius when impacted by a fire. However, the conclusions obtained from those tests are mainly speculations based on the corresponding phenomenon. The understanding and direct evidences of cracking behavior during a real-time fire process are still strongly restricted by the technical device limitations.

A promising way to overcome this is the use well-designed experiments at a technical scale accompanied by numerical simulations. Based on realistic boundary conditions, reliable material input parameters and calibrated against observed phenomena, the numerical models can provide insights into the thermo-mechanical-coupling process that cannot be achieved by laboratory investigations alone.

2 Materials and Methods

2.1 Sample Material

The investigated material comprises sandstone of the Posta type which is one of the two main varieties of the Upper Cretaceous Elbe sandstone, occurring south of Dresden (Saxony, Germany). The color of the Posta type varies between light grey and yellowish-brownish. It is a fine- to medium-grained, occasionally coarse-grained, porous and siliceous quartz arenite with deficient amounts of feldspar, traces of kaolinite and without organic matter (Grunert, 2007; Grunert & Szilagyi, 2010). The average

total porosity is 22 %. The Posta type sandstone has been widely used for construction purposes and is still quarried today (Grunert, 2007).

2.2 Experimental Setup

Two large-size cylindrical samples with a diameter of 19 cm, a height of 58 cm and a mass of approximately 30 kg were prepared using diamond-equipped tools. The specimen axis was orientated normal to bedding. Five small-diameter holes drilled from the side to the center-axis of the specimens served as mounting holes for thermocouples to monitor the temperature evolution inside the specimens. These holes were filled with mortar after installing thermocouples in order to isolate them from influences from the boundary surface. In addition, five thermocouples were attached to the specimens' skin surface at various positions. In total, each specimen was equipped with 10 thermocouples which allowed monitoring of internal and surface temperature evolution in real time during the test. Data from all thermocouples was collected, stored by a data acquisition system and visualized using a computer (Fig. 1). All specimens were dried at 70°C until constancy of mass was reached before exposing them to fire load.

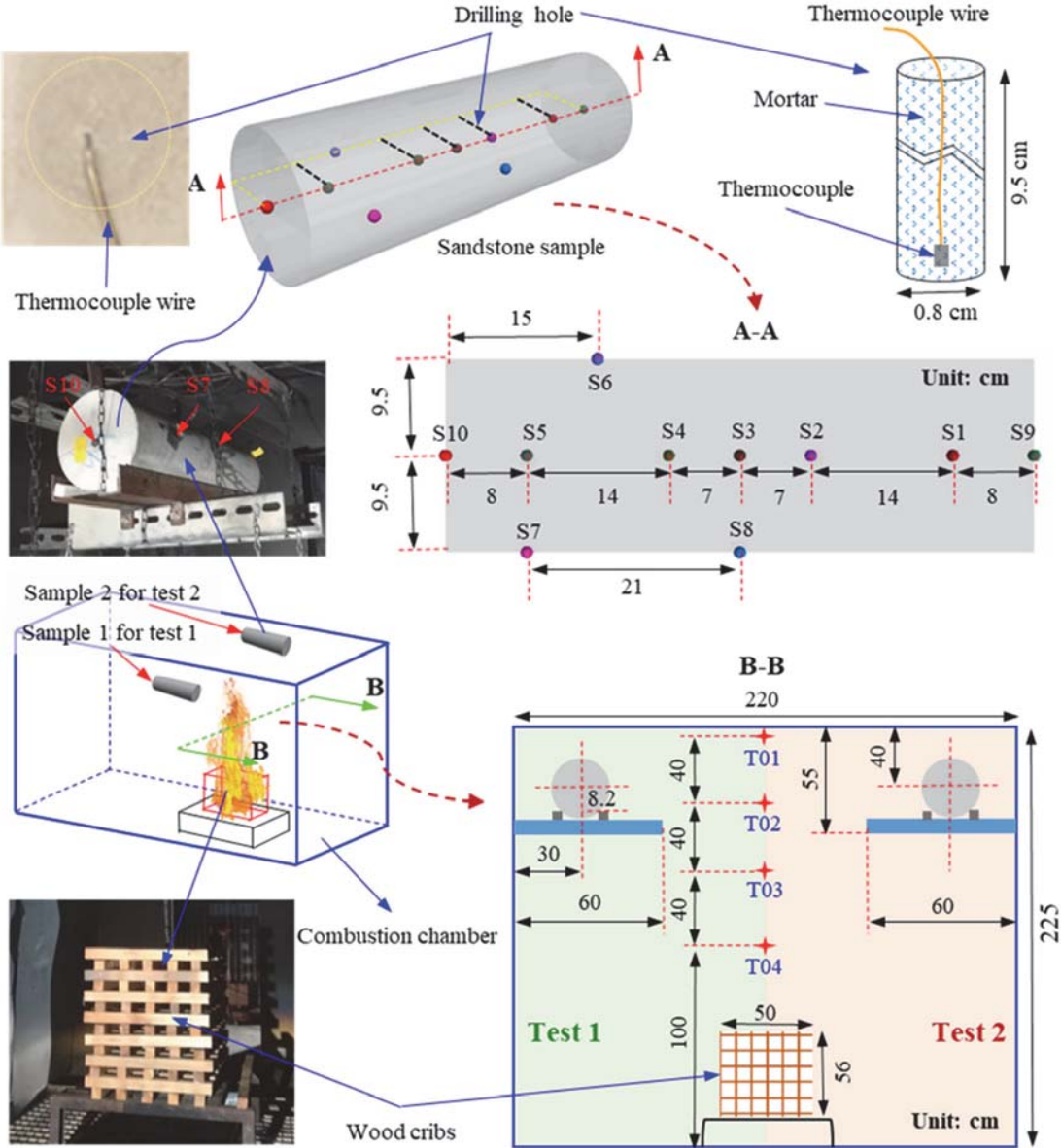


Fig. 1: Experimental setup and testing procedure for the real scale fire test

For the real scale fire test a fire container (height: 2.40 m, width: 2.35 m, depth: 4.13 m) was used in accordance to the room corner test of the standard ISO 9705 at the Institute of Fire Protection and Disaster Control (IBK) in Heyrothsberge (Fig. 1). Inside this fire container, the cylindrical sandstone specimens were placed at a height of 1.7 m above the fire source, achieving a direct flame treatment and a thermal impact by the flue gas and the flame. The fire source consisted of a wooden crib according to DIN EN 3-7 which provided a known theoretical heat release rate with a maximum temperature of approx. 900 °C for about 15 minutes. N-heptane acted as a fire accelerant which was ignited in a pan below the wood crib.

The temperature in the container was monitored by thermocouples over time. An infrared and a video camera recorded the heat distribution and the fire behavior in the container which could be followed in real-time on a monitor in the nearby laboratory (Fig. 2).

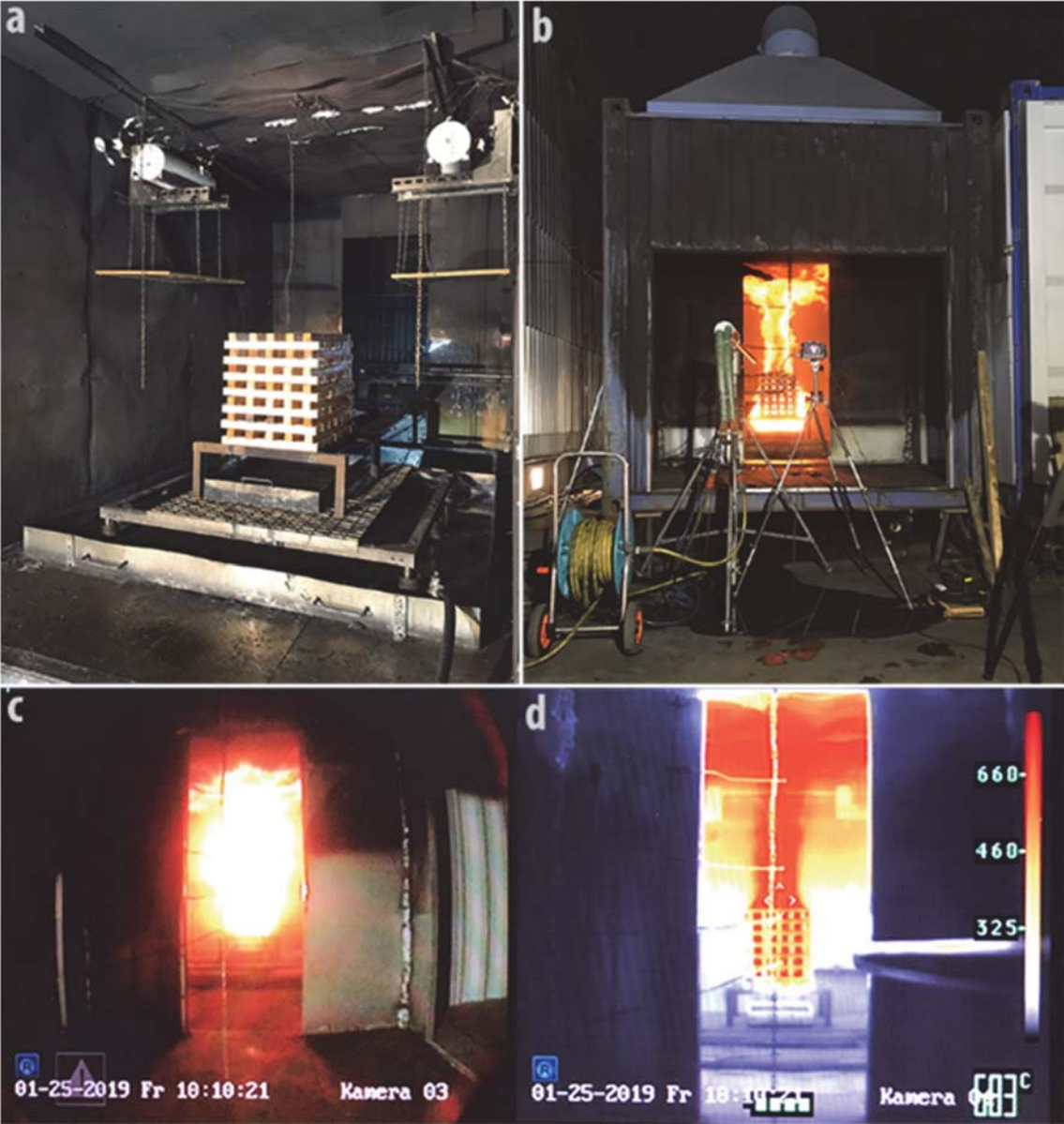


Fig. 2: a/b) View inside the fire container before and during testing b) positions of video and infrared camera c) record of video monitoring d) record of infrared monitoring.

2.3 Numerical model setup

The finite difference continuum code FLAC3D (Itasca, 2020) was used for numerical simulation. Posta sandstone is usually considered as a homogenous rock. Heterogeneity at the micro- and mesoscale is present due to the porosity and needs to be considered in numerical models depending on mesh resolution. In this work, the two-parameter Weibull distribution (Weibull, 1951) using the shape parameter (m) and the scale parameter (x_i) is adapted to represent inhomogeneous property distributions. Based on an extensive sensitivity study considering compressive and tensile stress evolutions as well as the plastic strain distribution a low level of heterogeneity ($m = 35$) in conjunction with an average zone size of approximately 6 mm was chosen to best duplicate the measured material behavior (Wang et al., 2021). A modified constitutive law (Wang et al., 2020b; Wang and Konietzky, 2020), which combines temperature-dependent relations and the classical Mohr-Coulomb model with strain softening and tension cut-off is incorporated. For all material properties temperature-dependent relations ($f_{p/p0}$) are used which are based on initial values calculated using the Weibull variable x_i as documented in Table 1. The softening behavior for cohesion and tension are provided by user-defined functions (Wang et al., 2020b).

Table 1: Input properties for Posta sandstone (Wang et al., 2021)

Parameter	Macro values P_0 (25°C)	Property of element i
CLTE α_{t0} ($10^{-6}/^\circ\text{C}$)	10.2 ^a	$\alpha_{ti}(T) = \alpha_{t0} \cdot x_i \cdot f_{\alpha t/\alpha t0}^*$
Specific heat C_{p0} (J/kg°C)	684 ^b	$C_{pi}(T) = C_{p0} \cdot x_i \cdot f_{Cp/Cp0}$
Thermal conductivity k_0 (W/m°C)	2.0 ^b	$k_i(T) = k_0 \cdot x_i \cdot f_{kl/k0}$
Young's modulus E_0 (GPa)	15.83 [#]	$E_i(T) = E_0 \cdot x_i \cdot f_{E/E0}$
Poisson's ratio ν_0	0.2 ^c	$\nu_i(T) = \nu_0 \cdot x_i \cdot f_{\nu/\nu0}$
Tensile strength σ_{t0} (MPa)	4.0 [#]	$\sigma_{ti}(T) = \sigma_{t0} \cdot x_i \cdot f_{\sigma t/\sigma t0}$
Cohesion c_0 (MPa)	12.5 [#]	$c_i(T) = c_0 \cdot x_i \cdot f_{c/c0}$
Friction angle φ_0 (°)	45 ^d	$\varphi_i(T) = \varphi_0 \cdot x_i \cdot f_{\varphi/\varphi0}$
Density ρ_0 (kg/m ³)	2080 [#]	$\rho_i(T) = \rho_0 \cdot x_i \cdot f_{\rho/\rho0}$

[#] Data obtained/back-calculated from lab test results of Posta sandstone samples

* x_i is the Weibull variable of element i ; $f_{p/p0}$ is the normalized form of the temperature-dependent evolution of the parameter

^a (Robertson, 1988), (Grunert, 2007); ^b (Grunert, 2007); (Clauser and Huenges, 2013); (Orlander et al., 2018); ^c (Zhang et al., 2020); ^d (Yang et al., 2017); (Tang et al., 2020).

Cylindrical models with 3456 zones were built to replicate the behavior of the Posta sandstone sample during real scale fire tests (Fig. 3). The steel supports were considered elastic and thermally isotropic. The dimensions of the model, including the positions of thermocouples (S1-10) follow the lab test as shown in Fig. 1.

The temperature boundary conditions for the cylindrical models varied with their orientation to the fire source as observed by measurements in the experiments (Fig. 3). While the temperature impact on the surface of the sample directly facing the maximum

of fire (heating area 1), the cylinder's end faces experienced a considerably lower thermal impact (heating area 3). Temperature impact at the back side of the cylinder – facing away from the fire – was intermediate (heating area 2). Fig. 3c shows the three temperature curves obtained from the temperature readings of thermocouples S6, S7, and S9 of a representative test. These sensors were chosen since their curves nearly represent average values of each group. The derived temperature curves S7-Simulation, S6-Simulation, and S9-Simulation were applied as boundary conditions to the heating areas 1, 2, and 3, respectively.

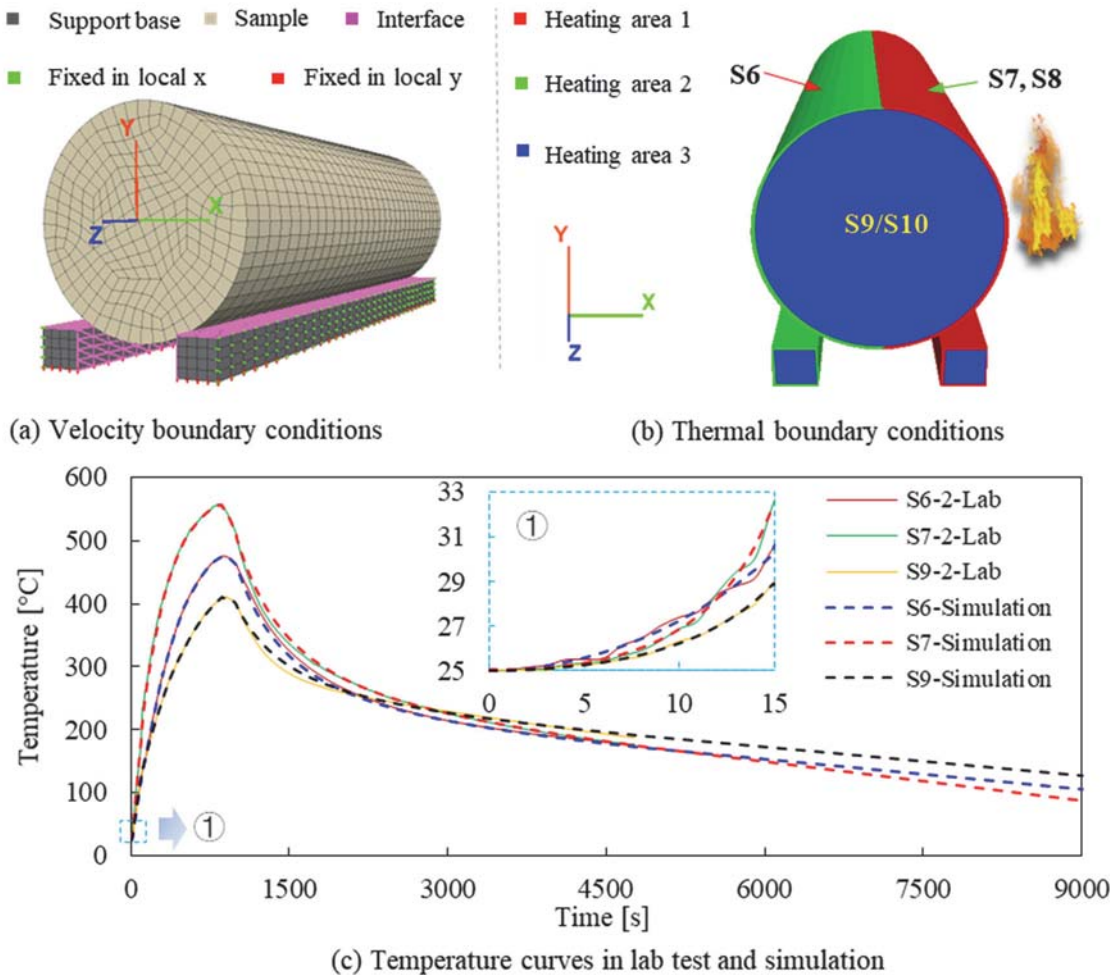
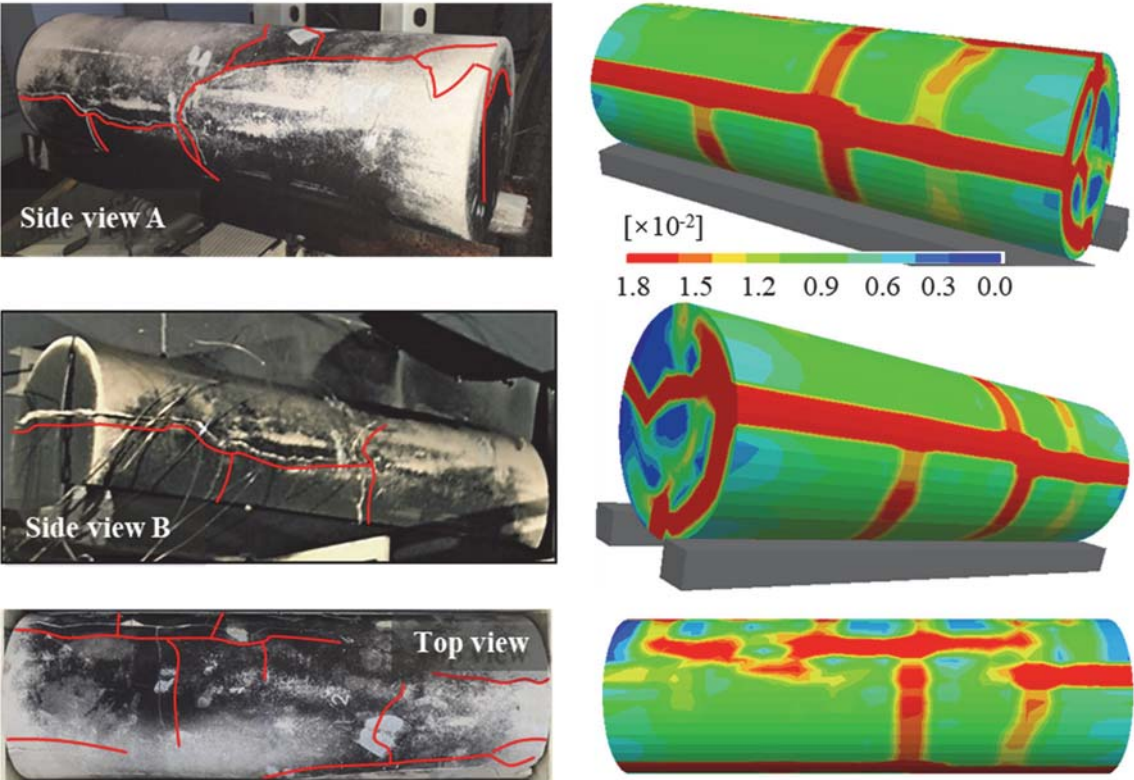


Fig. 3: Geometry and boundary conditions of the numerical model for the real scale fire test (Wang et al., 2021)

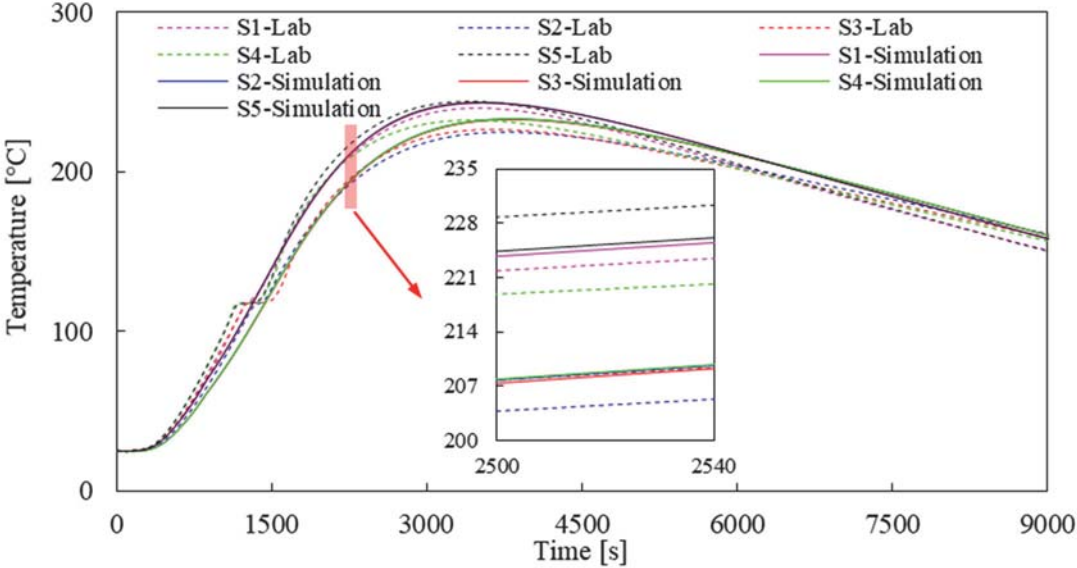
3 Results and Discussion

The sample's appearance after a real scale fire experiment is shown in Fig. 4. The most obvious impacts of the fire on the sandstone are the color changes due to soot cover and the obvious cracking due to thermal effect. The blackening of stone from soot is an important by-product of fire, and the most obvious immediate surface effect (Gomez-Heras et al., 2009). Except for a few smaller flakes, cracking is characterized by large fragments with macrocracks crossing through the surface. While observation and description of the fracture pattern can be done after the physical tests, it was impossible to observe the crack evolution during the fire experiment directly because of

limitations in the resolution of the video and infrared camera under such harsh conditions. However, numerical simulations do provide a more in-depth insight into this process.



(a) Cracking patterns



(b) Temperature curves inside of the sample

Fig. 4: (a) crack patterns observed in the experiment and numerical simulation results; (b) temperature development at various monitoring points in the physical and numerical model (Wang et al., 2021)

The plasticity states (which indicate microcracks) and plastic tensile strains (larger values can be interpreted as observable macrocracks by naked eyes) in the numerical model during the fire treatment are presented as a timeline in Fig. 5. While during the heating process (i.e., from fire ignition to its full development) microcracks develop

dominantly inside the sample (ref. Fig. 5, 500 s), microcracks observable at the sample's surface are a result of the cooling process (ref. Fig. 5, 1 365 s). The macrocracks (i.e., those with a plastic tensile strain of $1.8 \cdot 10^{-2}$; ref. Fig. 4) develop in a similar way as the microcracks. During the heating process, macrocracks mainly occur inside the sample, while they become more and more evident at the sample surface during cooling (ref. Fig. 5, 3 865 s). It is evident that all the cracks are caused by tensile failure (Mode-I crack type). This indicates that the tensile stress evolution is the primary mechanism of the thermal-induced cracking and that shear-type cracking is only of subordinate importance.

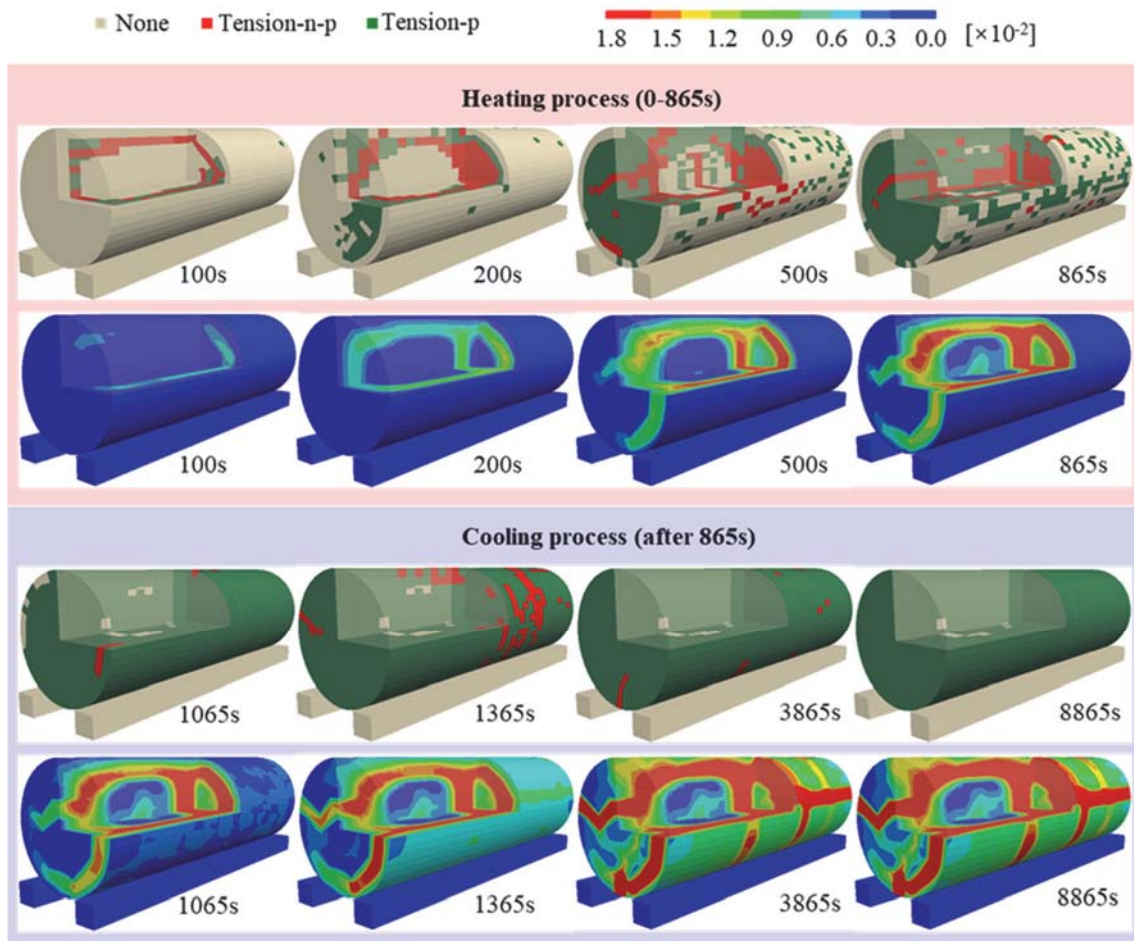


Fig. 5: Plasticity states (above; representing microcracks) and plastic tensile strain (below; representing macrocracks) of a sandstone sample at different points in time in the fire experiment (Wang et al., 2021)

With respect to thermally induced cracking of rock, many authors refer to the transformation of α -quartz to β -quartz at around 573°C and the related volume increase to explain deterioration and damage of quartz-rich building stones (e.g. Chakrabarti et al, 1996, Hajpál & Török, 2004). However, in the case of real scale fire impact heavy damages (macrocracks) occur, although this temperature is hardly reached on the sample's surface (Fig. 3c). In the oven-heated smaller specimens, tension due to temperature gradients does not occur due to slower and even heating. From this point of view, this kind of experiment does not reflect real, dynamic fire scenarios on buildings. These experiments can give insight into effects of temperature on mineral grains and intergranular matrix. In case of long-lasting fire events, these effects may additionally affect building stones and their material properties.

The cracking and spalling observed under direct impact of fire are dominantly triggered by temperature (thermal loading) variations. Large thermal gradients are generated in the sandstone samples during both heating and cooling phase. Immediately after fire ignition, the sample surface is impacted by high heating rates. For example, the average temperature increase of S7 is around 140 °C/min from 20 s to 100 s after the start of the experiment (Fig. 3). Large compressive stresses are induced at the outer boundary of the sample and tensile stresses are mainly observed locally inside the sample (Wang and Konietzky, 2020). During the cooling process, this mechanism is reversed as the shrinkage of the cooling-down surface is constrained by the still expanding hot inner regions. Tensile stresses generated on the cooled surface are counterbalanced by compressive stresses along the inner part of the specimen (Wang et al., 2020a). The cooling induced tensile stresses occur mainly in the outer layer of the sample, where strength reduction has been triggered during the heating phase. Hence, the developing of near-surface cracks during the cooling process meet a less robust and pre-damaged matrix and subsequently interact and connect with the deeper-lying cracks induced during the heating phase. This interaction and combination of both mechanisms finally lead to an intensely developed fracturing and spalling behavior observed for the sandstone samples after thermal impact by real fire as opposed to oven-heating.

4 Conclusions

The real scale fire scenario with the exposure of architectural sandstone elements to a burning wood crib within a fire container for a short time results in damages comparable to those observed on monuments and buildings which suffered from fire attack. The temperatures measured on stone surfaces and within the inner core of the objects indicate high gradients, resulting in material tension and subsequent cracking. Mineralogical changes due to phase transformation of single grains (e.g. transformation of α -quartz to β -quartz at around 573 °C) may be an accompanying, secondary effect, albeit with a spatial extent which is restricted to near-surface volume. With the aid of numerical model calculations, the observed final fracture pattern was duplicated and the damage evolution was investigated in detail. During the fire exposure, expansion occurs in the outer part of the sample. Thus, tensile stresses are induced in the transition zone between the lower temperature inner part and the higher temperature outer part. Microcracks develop in this transition zone, trigger local stress distributions and continuously expand beneath the surface of the sample towards the specimen's core. Consequently, spalling cracks initiate locally parallel to the sample's surface. During the cooling process after the fire, this mechanism is reversed and tensile stresses appear at the surface of the sample due to the stronger volumetric expansion of the inner part. These tensile stresses cause crack widening in the pre-damaged matrix at the outer part shell. The widening cracks subsequently coalesce with the deeper-lying heating-induced cracks, and boost fracturing and spalling until the temperature across the sample reaches an equilibrium state.

5 Acknowledgements

Sandstone testing in the fire container and determination of material data in the laboratory was funded in the frame of the project "Crack development of architectural elements of dimension stone due to high thermal impact" by the Free State of Saxony (Sächsische Aufbaubank—Förderbank—SAB, WI 631).

References

- Chakrabarti B, Yates T, Lewry A. (1996) Effect of fire damage on natural stonework in buildings. *Construction and Building Materials* 10(7):539-544.
- Clauser C, Huenges E (2013) *Thermal Conductivity of Rocks and Minerals*. pp 105–126
- Gómez-Heras M, Fort R, Morcillo M, et al (2008) Calentamiento por láser: una técnica mínimamente invasiva para el estudio del calentamiento producido por el fuego en materiales pétreos de construcción. *Mater Construcción* 58:203–217.
- Gómez-Heras M, McCabe, S, Smith, BJ, Fort, R (2009) Impacts of Fire on Stone-Built Heritage. *Journal of Architectural Conservation* 15(2):47-58.
- Grunert S (2007) Elbe Sandstone: deposits, use, properties (in German). *Geol Saxonica – J Cent Eur Geol* 52/53:3–22
- Grunert S, Szilaghy J (2010) Petrophysikalische Eigenschaften einer Auswahl von Baugesteinen aus Deutschland und ihr Bezug zur Petrographie dieser Gesteine. *Journal of Central European Geology* 56(1):39-82.
- Hajpál M, Török Á (1998) Petrophysical and mineralogical studies of burnt sandstones. *Proceedings—2nd international PhD symposium in civil engineering*. Budapest, Hungary, pp 1–9.
- Hajpál M, Török Á (2004) Mineralogical and colour changes of quartz sandstones by heat. *Environmental Geology* 46:311-322.
- Itasca (2020) *FLAC3D. Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three Dimensions*.
- McCabe S, Smith BJ, Warke PA (2007) Sandstone response to salt weathering following simulated fire damage: a comparison of the effects of furnace heating and fire. *Earth Surf Process Landforms* 32:1874–1883.
- Orlander T, Adamopoulou E, Jerver Asmussen J, et al (2018) Thermal conductivity of sandstones from Biot's coefficient. *GEOPHYSICS* 83:D173–D185.
- Robertson E.C. (1988) *Thermal properties of rocks*. United States Department of the Interior Geological Survey 88-441.
- Smith AG, Pells PJN (2008) Impact of fire on tunnels in Hawkesbury sandstone. *Tunn Undergr Sp Technol* 23:65–74.
- Tang ZC, Zhang QZ, Peng J (2020) Effect of Thermal Treatment on the Basic Friction Angle of Rock Joint. *Rock Mech Rock Eng* 53:1973–1990.
- Wang F, Frühwirt T, Konietzky H, Zhu Q (2019) Thermo-mechanical behaviour of granite during high-speed heating. *Eng Geol* 260.
- Wang F, Konietzky H (2020) Thermal damage evolution of granite under slow and high-speed heating conditions. *Comput Geotech* 123.
- Wang F, Konietzky H, Frühwirt T, et al (2020a) Impact of cooling on fracturing process of granite after high-speed heating. *Int J Rock Mech Min Sci* 125.
- Wang F, Konietzky H, Frühwirt T, Dai Y (2020b) Laboratory testing and numerical simulation of properties and thermal-induced cracking of Eibenstock granite at elevated temperatures. *Acta Geotech*. doi: 10.1007/s11440-020-00926-8
- Wang F, Konietzky H, Herbst M, Kutz M, Frühwirt T, Freudenberg N, Siedel H (2021) Numerical Simulation of Damage Behaviour of Building Sandstone Exposed to Fire. *Rock Mech Rock Eng* 54:3149–3164
- Weibull W (1951) A Statistical Distribution Function of Wide Applicability. *J Appl Mech* 103:293–297

Yang SQ, Xu P, Li YB, Huang YH (2017) Experimental investigation on triaxial mechanical and permeability behavior of sandstone after exposure to different high temperature treatments. *Geothermics* 69:93–109

Zhang G, Dang W, Herbst M, Song Z (2020) Complex analysis of rock cutting with consideration of rock - tool interaction using distinct element method (DEM). *Geomech Eng* 5.



Verein Freiburger Geotechniker e. V.

