



Forum für junge Ingenieur- Geologen und -Geologinnen





Forum für junge Ingenieur-Geologen und -Geologinnen		165
Applicability of the observation method for monitoring foundation piles of an offshore substation considering the geotechnical conditions		166
<i>Lange, Maximilian¹</i>		
<i>¹Bachmann Monitoring GmbH</i>		
Optimierung einer Deponiegasfassung zur Förderung eines energetisch nutzbaren Deponiegases als Beispiel einer Emissionsminderungsmaßnahme		172
<i>Rudek, Alexander¹; Otto, Frank¹; Kanitz, Jürgen²</i>		
<i>¹Technische Hochschule Georg Agricola, Bochum, ²GGT Kanitz & Partner GbR, Bochum</i>		
Instandsetzungsmaßnahmen an der Talbrücke Neckarburg der A81 bei Rottweil		178
<i>Liebl, Stefan¹; Jakobi, Andreas¹; Kordeuter, Peter¹</i>		
<i>¹Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, Niederlassung Esslingen a. N.</i>		
Erstellung und Validierung von probabilistischen Baugrundmodellen mit geostatistischen Simulationsmethoden anhand von zwei Fallbeispielen		184
<i>Witty, Andreas¹; Peña-Olarte, Andrés¹; Cudmani, Roberto¹</i>		
<i>¹Technische Universität München</i>		
Versagens- und Überlastfälle an Steinschlagschutzzäunen: eine umfassende Studie zu Ursachen und Wahrscheinlichkeiten im DACH-Raum und Trefferpositionen in Feldversuch		190
<i>Mastrojannis, Violetta Elena¹; Gröner, Eberhard²; Krautblatter, Michael²</i>		
<i>¹Baugeologisches Büro Bauer, München, ²Technische Universität München, ³Geobrugg AG, Romanshorn, Schweiz</i>		
Taurutschungen in NE Grönland – eine Gefährdung für arktische Infrastruktur		196
<i>Eppinger, Saskia¹; Lorentzen, Thomas Højland²; Ingeman-Nielsen, Thomas²; Krautblatter, Michael²</i>		
<i>¹Technische Universität München, ²Technical University of Denmark (DTU), Lyngby, Dänemark</i>		
Der Einfluss der Versenkungs- und Temperaturgeschichte auf hydraulische und mechanische Eigenschaften einer Tonsteinformation aus dem Unterjura (Pliensbachium)		200
<i>Burchartz, Raphael¹; Winhausen, Lisa¹; Jalali, Mohammadreza¹; Grohmann, Sebastian¹; Gauss, Garri¹; Littke, Ralf¹; Erbacher, Jochen³; Amann, Florian^{1,2}</i>		
<i>¹RWTH-Aachen University, ²Fraunhofer IEG, Aachen, ³Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover</i>		
Spannungsabhängiges Kriechverhalten von Opalinuston: THM-gekoppelte Triaxial-Versuche unter vollständig dränierten Bedingungen		206
<i>Gotzen, Lina¹; Winhausen, Lisa¹; Khaledi, Kavan¹; Jalali, Mohammadreza¹; Amann, Florian^{1,2}</i>		
<i>¹RWTH Aachen, ²Fraunhofer-Einrichtung für Energieinfrastruktur und Geothermie IEG</i>		



Applicability of the observation method for monitoring foundation piles of an offshore substation considering the geotechnical conditions

Maximilian Lange, Bachmann Monitoring GmbH, Rudolstadt

The paper deals with the applicability of the observation method of an offshore substation by using the measurement data of an already installed Structural Health Monitoring System. The necessity of the observation method results from insufficient results of the dynamic pile loading tests. The inclination data were evaluated using simple threshold and trend analyses. Furthermore, the results were correlated with the environmental conditions and eigenfrequency analyses were performed to determine the dynamic characteristics. The evaluations showed that a permanent inclination towards the west (256°N) results with a change of 0.0065°. This inclination can be considered as non-critical since it is far from the threshold of the observation method ($\pm 0.03^\circ$). The eigenfrequencies of the platform are about 10-11% higher than those from the design of the platform. Even though the applicability of the observation method has to be considered as limited, it is possible to obtain very crucial information about the structural integrity. In the future, it is recommended to implement the SHM system with suitable sensor devices to detect absolute changes in the height and settlement of the piles.

1 Introduction

In recent years, the topic of energy generation by offshore wind turbines has received increasing attention. To achieve the expansion targets proclaimed by politicians, bigger wind turbines are being continuously developed and installed. As the size of offshore wind farms and the capacity of the wind turbines increase, the converter stations required to operate the offshore wind farms also become larger. Ensuring the structural integrity of these structures is not only essential for the operation of an offshore wind farm, but also for the protection of employees and the environment.

The following paper deals about an offshore substation. In particular, the geotechnical situation of the foundation piles is considered and the resulting necessity of an observation method according to the relevant national regulations is described. The regulations of the Federal Maritime and Hydrographic Agency (BSH) are based on the specifications of Eurocode 7 (EC7) and DIN 1054. These specify that dynamic pile loading tests must be carried out for the foundation piles of offshore substations. For the offshore substation considered in this study, these tests revealed that two of the four foundation piles provided insufficient proof of the global stability level required by the BSH. For such scenarios the BSH requires development and measurement implementation of an observation method for the entire operating

period based on EC 7, allowing a reduction of the global safety level required by the BSH standard. Therefore, a concept for the implementation of the observation method was prepared by a geotechnical expert so that sufficient stability of the foundation piles can be ensured or evaluated by measurement.

2 Structural Health Monitoring

Structural Health Monitoring is a data-driven approach for the detection of damages on large civil and mechanical engineering structures as well as aerospace objects like airplanes and rockets (Kirkegaard & Rytter, 1994). Usually, damage to an object is defined by changes in material and/or geometric properties, which can lead to a reduced performance or service lifetime depending on the extent of the damage (Wenzel, 2009). The discipline of SHM has an important role to the offshore wind energy industry. To maintain the operating license of the offshore wind turbines and the substations, the structural integrity of the facilities must be verified to the responsible authorities (BSH - Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 2007).

In addition to the classic periodic inspections on the structures, permanent monitoring systems are now increasingly being used to assess the structural integrity of the structures. Based on experience and from the design of offshore foundation structures, reference variables of the support structure can be de-

rived, which are continuously monitored and evaluated as confident parameters of structural monitoring. The inclination of offshore structures represents an inevitable parameter for structural monitoring. Additionally, the inclination can be used indirectly for monitoring settlement differences of foundation piles. Especially in the case of inhomogeneous soil conditions, where settlement differences may occur, the monitoring of the inclination is mandatory (Verein Deutscher Ingenieure, 2018).

3 Monitoring Object: Offshore Substation

The object of investigation is an offshore substation (OSS), whose function is to transform the electricity produced by offshore wind turbines and transport it to land via subsea cables. The OSS considered in this study is located in one of the offshore wind farms in the German bight. The total rated power of the wind turbines is about 300 MW.

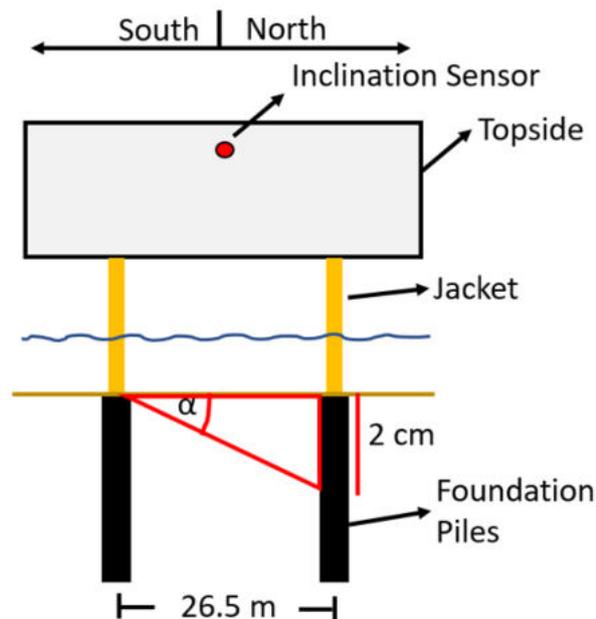


Figure 3-1: Schematic sketch of the OSS

The platform consists of three main segments (Figure 3-1). The topside, where all the machinery required to operate the platform are placed, extends over three levels. A transition between the actual foundation and the topside of the platform is realized by a substructure. In this case, due to the water depth and existing soil conditions, a four-legged jacket structure was recommended. Four steel pipe driven piles serve as the actual foundation of the OSS. All four piles have an embedment depth of 48 m (Joint Venture, 2013-12).

Table 3-1: Results of design eigenfrequency analysis

Mode	Mode Type	Natural Period [s]	Eigenfrequency [Hz]
1	1 st – sway (Y-direction)	1.41	0.709
2	1 st – sway (X-direction)	1.38	0.725

The platform is excited by dynamic loads (wind and wave). This causes the structure to vibrate in its eigenfrequencies. The eigenfrequencies shown in Table 3-1 are taken from the platform's design and are also compared with the measured eigenfrequencies in the remaining sections (FUGRO Ltd., 2013 - 01).

4 Geotechnical Conditions

Two cone penetration tests (CPTs) were conducted at the location of the OSS. The CPTs have reached final depths of 60 m (CPT-UW-1) and 60.5 m (CPT-UW-2). This is equivalent to 1.25 times the pile embedment length of 48 m. The point UW-1 is representative for the north side of the platform, point UW-2 represents the conditions on the south side of the platform. Most of the soils encountered during the CPTs are sands with varying bedding densities, depending on their depth.

In addition to the geotechnical investigations, dynamic pile loading tests were also carried out to ensure adequate stability of the foundation piles (DIN 1054, 2010-12) (DIN EN 1997-1, 2009-09). Table 4-1 shows the characteristic pile resistances determined from the pile loading tests. If the global safety levels are now determined using the results from the tests, the global safety levels for piles B1 and B3 are 1.58, and 1.49 for piles D1 and D3 (Harder, 2017).

Table 4-1: Global safety level obtained from dynamic pile loading tests

Pile	Characteristic Load (E_k)	Characteristic Pile Resistance ($R_{ult,EOD}$)	Characteristic Pile Resistance ($R_{ult,RS}$)	η_{EOD}	η_{RS}
B1	18.92	26.7	29.9	1.41	1.58
B3	18.91	26.7	29.9	1.41	1.58
D1	20.08	26.7	29.9	1.38	1.49
D3	20.08	26.7	29.9	1.38	1.49

The minimum global safety level for the design situation BS-A for compressively loaded piles determined



by the geotechnical expert results to 1.54. Due to the undercutting of the required stability level for two of the four foundation piles, the responsible authority (BSH) considers the introduction of an observation method for monitoring the foundation piles as mandatory.

As shown in Figure 4-1, the two foundation piles with the reduced global stability level are the piles in the southern area of the platform. In the further course, it will be investigated whether the reduced global safety levels result in larger settlements than for the two northern piles B1 and B3.

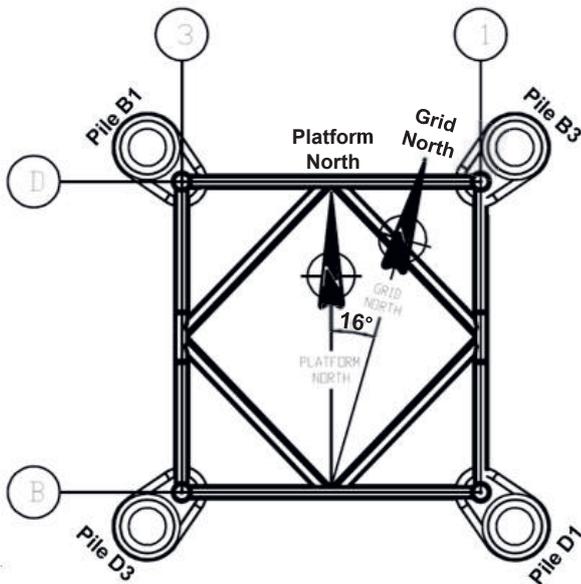


Figure 4-1: Top view of the jacket substructure with foundation piles (Joint Venture, 2013-12)

5 Observation Method

The observation method according to the BSH standard "Standard construction" prescribes a procedure corresponding to the observation method rather than the application of the observation (BSH - Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 2007). According to the BSH standard, it is necessary to extend the period for the application of the observation method to cover the entire operating period of the structure.

The geotechnical expert therefore defines the following targets in his concept for the observation method so that a successful application can be achieved. The considerations of the geotechnical expert are used in the following to derive parameters that may indicate potential damage to the foundation piles. Decisive for the observation method is the proof of the outer axial pile stability. The permissible inclination threshold for the serviceability limit state is given as 0.5°. For a pile distance of 26.5 m, this would result in a settlement

of 23.1 cm (Harder, 2017). According to the geotechnical expert, this settlement is far above what would be expected in the case of pile head settlement. For this reason, a threshold value was defined for the assessment of the outer stability of the foundation piles (Harder, 2017):

- Permanent pile head settlement 2cm

If this threshold is exceeded, appropriate countermeasures must be implemented based on the requirements of the observation method. Immediate countermeasures are risk-minimizing actions designed to protect people and the environment. These include, for example, the establishment of a restricted zone around the platform, as well as access restrictions to the platform during stormy weather conditions.

Furthermore, real-time data can be used to assess stability of the foundation piles. The effective measures, on the other hand, describe actions that are intended to maintain the stability of the foundation piles. For this purpose, a subsequent optimization of the weight of the platform can make sense, so that the forces on the loading side become smaller. In addition, in the case of scour damage, backfilling of the scoured material around the pile head can increase the pile resistance.

Another point is the measurement implementation of the concept. It must be ensured that the thresholds can be recorded in a representative quality and that the response time between the acquisition of measurement data and the evaluation of the data is as short as possible. Therefore, the geotechnical expert suggests measuring a possible settlement difference indirectly with the help of the topside inclinations. Under the assumption of rigid-body rotation of the platform, in the case of a pile head settlement of 2 cm for one pile axis, the resulting inclination can be calculated with following equation:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{\Delta s}{L} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.02 \text{ m}}{26.5 \text{ m}} \right) = 0.03^\circ$$

The need for an observation method as a substitute for a standard verification of the stability of the foundation piles was not known during the design phase of the platform. It only became apparent with the pile driving and the dynamic pile loading tests that a measurement-based monitoring system for the detection of critical pile movements had to be developed and applied.

6 Structural Health Monitoring System Description

In the following, the already existing SHM system is described, and it is explained how the best possible measurement implementation of the observation method can be carried out. The SHM system was installed in 2014. Since February 2015, the System delivers measurement data from the platform.

Measurement data obtained in the period from 03.02.2015 to 31.03.2022 are used for the data evaluation. The SHM system provides continuous measurement data over a period of approximately 7 years. The sampling rate for the sensors is 100 Hz. Furthermore, the measurement system calculates 10-minute statistics from the raw data. With the help of the statistical values, the measurement data can be visualized over a longer period.

The two acceleration sensors are installed on the main deck, the inclination sensor is mounted to a cable tray on the mezzanine deck. The acceleration sensors are oriented so that their Y-axis points towards the north of the platform. If the platform accelerates towards north, the Y channels of the sensors show a positive increase in acceleration. An acceleration in the east direction would cause an increase of the X-signal.

The inclination sensor was installed in the middle of the mezzanine deck of the platform. However, it is not installed on the primary structure like the acceleration sensors, but on a holder on a cable tray. The holder ensures a firm connection to the measurement object. The installed inclination sensor is a bi-axial force balanced servo-accelerometer sensor. Its measurement range varies from -5 to $+5^\circ$.

Assuming rigid-body rotation of the platform, an inclination of the platform towards the north would be seen in an increase of the measured value of the A-channel. If the platform inclines towards the west, a decrease in the measured value of the B channel can be seen.

7 Methodology of Data Evaluation

The following section presents the methods for evaluating the measurement data of the SHM-system. To derive suitable key performance indicators from the raw data, the raw data must be condensed with the aid of evaluation algorithms. The algorithms are developed and evaluated using the MATLAB program application.

The data evaluation shall aim to identify any unusual structural behavior of the platform. Specifically, the

inclination thresholds of the platform derived from the concept of the observation method will be considered.

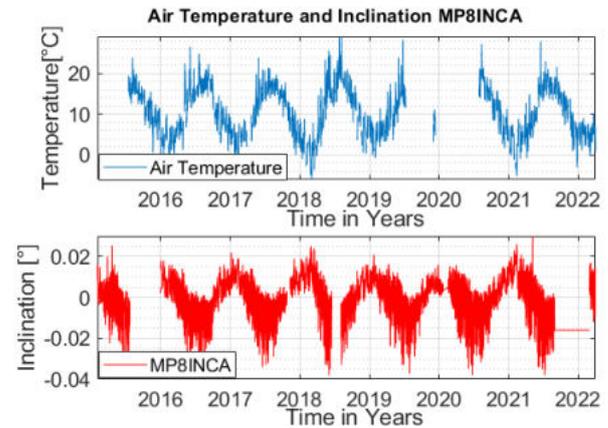


Figure 7-1: Correlation between air temperature and structural inclination

For this purpose, the functionality of the measurement system is evaluated first. Furthermore, the data must be pre-processed before it can be evaluated. The offsets of the sensors are determined, and the necessity of temperature compensation of the inclination data is investigated (Figure 7-1) (Table 7-1). Following the data pre-processing, the trend and threshold analysis of the inclinations will be carried out.

Table 7-1: Offset values inclination sensor

Channel	Value [°]
aMP8INCA*1 [°]	0.401
aMP8INCB [°]	-0.926

*1 MP8INCA means Inclination around A axis at measurement point 8 at the mezzanine deck of the topside

In addition, the dynamic properties of the platform are evaluated. The determination of the eigenfrequencies of the platform can provide useful information about the condition of the platform. Finally, the accelerations and inclinations are correlated with environmental influences. For the correlation of the results, wind speed and direction as well as significant wave height and wave direction are used.

8 Results of Data Evaluation

The evaluation of the system availability as well as the plausibility of the data has shown that the data basis can be considered sufficient. The system availability of 95.33 % can be classified as very high. The plausibility of the inclination sensor comes to a plausibility of about 83% due to data gaps and erroneous



data at the end of the year 2021. The MP1ACC acceleration sensor has a plausibility of 90.52%. The MP2ACC has a data plausibility of 84.18%. The plausibility index is being calculated regarding the amount of expected data points. The plausibility of the temperature used to compensate the inclinations is 68.89%. Even if the availability of the temperature can be considered a little lower, it can be used to compensate the inclinations.

The results of the platform inclination trend analysis are shown in Figure 8-1. The figure shows the individual inclination components around the A and B axes. The individual subplots show both the uncompensated monthly mean value and the mean value compensated based on the monthly temperature. For the uncompensated inclinations, the seasonal influence is very dominant. A sinusoidal characteristic is formed over the measurement period. For the inclination signal MP8INCA the fluctuations are larger ($\pm 0.01^\circ$), than for the signal MP8INCB ($\pm 0.005^\circ$).

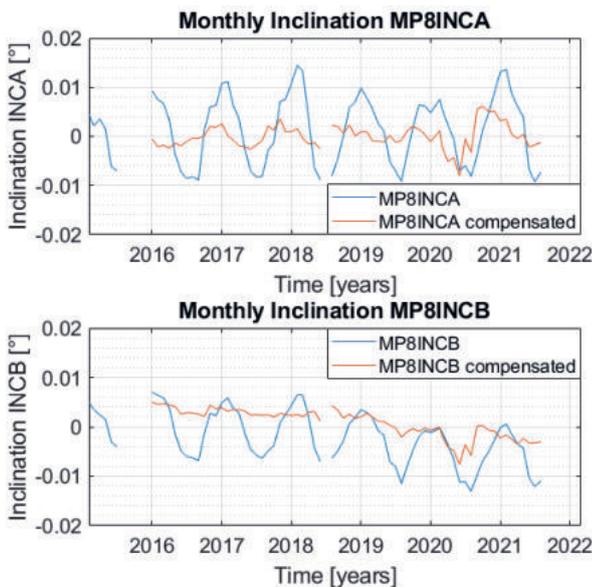


Figure 8-1: Monthly mean Inclination Values

After the influence of the temperature on the inclinations has been compensated, the signal MP8INCA still shows a slight seasonal influence, which is in the range of $\pm 0.002^\circ$. In addition, the compensated inclination signal of MP8INCA is very stable, i.e., no trend can be observed in the measurement period. Looking at the MP8INCB signal, the seasonal influence has been mostly compensated. However, the signal MP8INCB is clearly different from MP8INCA, as a clear trend emerges over the measurement period. This trend can be seen in both the uncompensated and compensated graphs in Figure 8-1.

To describe this trend in its spacial extent, the annual mean values of the inclination components have

been plotted as a hysteresis plot. For the visualization of the hysteresis plot in Figure 8 2, the annual mean values of the years 2015-2020 were used without any temperature compensation.

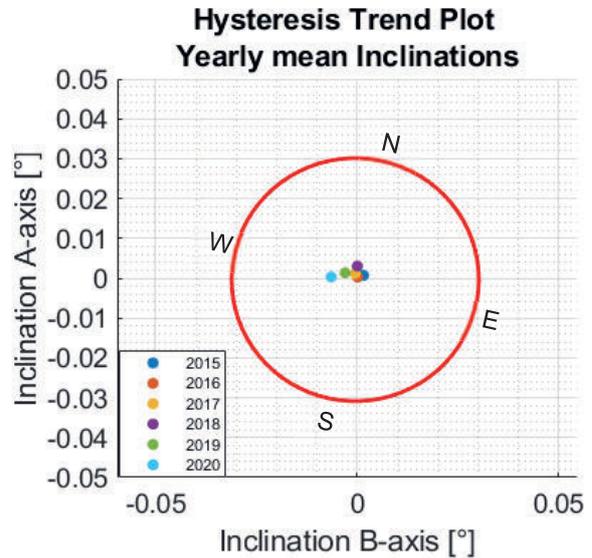


Figure 8-2: Hysteresis plot of yearly mean inclination

Due to the high data availability and plausibility during these years, it was possible to form the annual mean values, whose seasonal influence was completely compensated by averaging. Bad data availability from the inclination sensor during the years 2021 and 2022 resulted in insufficient compensation by averaging, so these two years are not shown in the following plot. This way of presentation allows to separate the static inclination components from those caused by the dynamically acting environmental influences.

Figure 8-2 shows that the inclination changes only insignificantly in 2015,2016 and 2017. From 2018 to 2020, however, a different trend can be seen. The inclination of the B axis tends to move towards platform East significantly. This finding is associated with a platform inclination towards the west. However, the annual mean (2020) of the inclination is with -0.0065° far from the relevant threshold of the observation method (red circle). The comparison of the inclination component A from the year 2015 with the year 2020 shows trend behavior.

The continuous evaluation of the eigenfrequencies of the platform in the X and Y directions is shown in Figure 8-3. The time series plot shows the course of the eigenfrequencies in the period from 3rd February 2015 to 31st March 2022. The measured first eigenfrequency in the X-direction is clearly greater than that in the Y-direction.

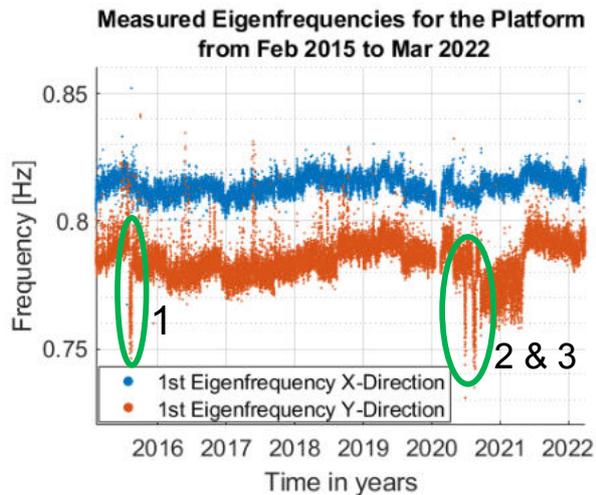


Figure 8-3: Measured Eigenfrequencies of the OSS Feb. 2015 to Mar. 2022

There are three events in Figure 8-3, which require clarification. In August 2015, the eigenfrequency in the Y-direction dropped rapidly from about 0.79 to 0.75 Hz (Event 1). Upon request to the operator of the platform, it was revealed that maintenance work was being carried out at this time. The change in eigenfrequency can therefore be explained by a change in mass and mass distribution. Events 2 & 3 during Summer and autumn of 2020 are also connected to a decrease in Eigenfrequency for the Y-direction. The reason for those two events can be explained by oil and freshwater bunkering and subsequent maintenance work. The eigenfrequency in the X-direction is 11.96 % higher than that from the design. For the eigenfrequency in the Y-direction, a deviation of 10.81 % can be observed (Table 3-1).

9 Conclusions

During the elaboration to describe the applicability, limitations of data evaluation and methodology emerged, when all target variables of the observation method are considered. Even though limitations of the application of the observation method were revealed, the information obtained from the sensors are important key parameters, which can be used to evaluate the structural integrity of the platform. Therefore, short recommendations, based on the results of this study, will be given, which should be considered in the current project, but especially for future projects of similar nature. Since only the indirect detection of the differential settlement can be realized with the present measuring technique, it is recommended to implement additional measuring technique for the detection of the total, absolute settlement of the individual piles. The temperature compensation of the inclination showed that especially during the summer months a wider scattering of the measured inclination occurred. For future projects,

therefore, compensation curves should be developed, using a multiple linear regression containing more parameters than air temperature, such as sun ray intensity or the velocity of temperature changes. The decision-making basis on which the exceeding of the permissible inclination threshold value is to be assessed is also questionable. Regarding the countermeasures required in the observation method, the fastest possible reaction time must be ensured. In the case that safety-critical permanent inclinations of the platform occur, the continuous monitoring of the scouring is another additional parameter that can be used for evaluation. The use of an acoustic scour sensor can help to explain or even exclude a possible cause of a threshold exceedance.

Literature

- Brincker, R. (1994). Damage Detection in an Offshore Structure. Dept. of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University. Fracture and Dynamics Vol. R9434 No. 56.
- BSH - Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie. (2007). Design of Offshore Wind Turbines. Standard . Hamburg und Rostock.
- Farrar, C. R., & Worden, K. (2006, December 12). An introduction to structural health monitoring. Philosophical Transactions of the Royal Society A - Mathematical, Physical and Engineering Sciences, pp. 1-12.
- FUGRO Ltd. (2013 - 01). Engineering Consultancy Report - (Anonymisiert) Substation Foundation Design Support.
- Harder, H. (2017). Gutachtliche Stellungnahme - Offshore Windpark (Anonymisiert) Pfahlgründung der Umspannplattform - Konzept zur Anwendung der Beobachtungsmethode für die Standsicherheitsnachweise gemäß BSH-Standard .
- Joint Venture . (2013-12). Foundation Primary Design and Analysis Report Rev. 07.
- Kirkegaard, P. H., & Rytter, A. (1994). Vibration Based Damage Assessment of a Civil Engineering Structure using Neural Networks. Fracture and Dynamics Vol. R9408 No. 53 - Aalborg University, p. 23.
- Lunne, T. (2010). The CPT in offshore soil investigations - a historic perspective. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, California, USA, (p. 43).
- Verein Deutscher Ingenieure. (2018, October). VDI-Richtlinie 4551: Strukturüberwachung und -beurteilung von Windenergieanlagen und Offshorestationen. Deutschland.
- Wenzel, H. (2009). Health Monitoring of Bridges. Vienna: Wiley.



Optimierung einer Deponiegasfassung zur Förderung eines energetisch nutzbaren Deponiegases als Beispiel einer Emissionsminderungsmaßnahme

M. Eng. A. Rudek, Technische Hochschule Georg Agricola, Bochum
Prof. Dr. F. Otto, Technische Hochschule Georg Agricola, Bochum
Dipl.-Chem. J. Kanitz, GGT Kanitz & Partner GbR, Bochum

Auf einer mittelgroßen Altdeponie im Ruhrgebiet sollte untersucht werden, ob durch Optimierungen die Förderung eines energetisch nutzbaren Deponiegases realisierbar sei. Durch die Förderung und energetische Verwertung von Deponiegas können die Treibhausgasemissionen einer solchen Altdeponie signifikant gesenkt werden.

Bei dem Untersuchungsstandort handelt es sich um eine ehemalige Hausmülldeponie, welche zwischen den 1960er und 1970er Jahren mit Hausmüll und hausmüllähnlichen Gewerbeabfällen sowie Bauschutt und Boden beschickt wurde. Nach dem Ende der Ablagerungsphase wurde der Abfall provisorisch mit einer geringmächtigen Schicht Boden bedeckt. Eine weitere Nachsorge der Altdeponie erfolgte erst in den Jahren 2003/04. Hierbei wurde die Geländeoberfläche neu modelliert und die Mächtigkeit der Oberflächenabdeckung auf 2 m erhöht. Ebenfalls wurde eine Gasfassung in Form von 6 oberflächennah gedichteten Gasbrunnen (GDA-Brunnen) und 2 Gasdrainagen installiert. Hierbei wird das Deponiegas über die Gasbrunnen abgesaugt und nach einer Verdünnung mit Außenluft emittiert. Ziel dieser Gasfassung ist eine Sicherung gegen diffuse Deponiegasemissionen an der Geländeoberfläche und eine Gasmigration in umliegende Bauwerke. Eine Verwertung des Deponiegases konnte im Vorfeld der Untersuchungen nicht realisiert werden.

Untersuchungen der Gasfassung durch tiefenzonale Messungen haben gezeigt, dass durch die Besaugung der Gasbrunnen vorwiegend Gas aus oberflächennahen Bereichen gefördert wird. Weiterhin wird ein erheblicher Außenlufteintrag in den Deponiekörper erzeugt. In tieferliegenden Abschnitten der Gasbrunnen konnten höhere Methankonzentrationen gemessen werden, welche eine energetische Verwertung ermöglichen würden.

Infolgedessen wurde der oberflächennahe Außenlufteintrag durch ein spezielles Dichtverfahren unterbunden. Bei einer anschließenden Besaugung der Gasbrunnen konnte durch diese Optimierung die Förderung eines Deponiegases mit CH_4 -Gehalten > 40 Vol.-% erfolgen. Weitergehend ist die Umsetzung einer energetischen Verwertung und einer damit einhergehenden Reduktion von Treibhausgasemissionen in der Planungsphase.

1 Einleitung

Die Vermeidung von Treibhausgasemissionen ist eine fundamentale Maßnahme, bei dem Vorhaben die globale Erwärmung der Erde zu verlangsamen. Treibhausgasemissionen sind jedoch nicht immer sichtbar, wobei sie doch den Alltag eines jeden begleiten. Eine dieser Treibhausgasquelle ist die Abfallwirtschaft (Strogies & Gniffke, 2020). Die diesem Beitrag zugrundeliegende Masterarbeit beschäftigt sich spezifisch mit einem Teilsegment der Abfallwirtschaft, der Nachsorge von ehemaligen Siedlungsabfalldeponien.

Bis maximal 2005 wurden in Deutschland Siedlungsabfälle in ehemaligen Tagebauen, natürlichen Senken oder äquivalenten Standorten abgelagert und i.d.R. zunächst ohne eine weitere Nachsorge mit Boden bedeckt (Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz – TA Siedlungsab-

fall in der Fassung vom 14. Mai 1993). Siedlungsabfälle unterscheiden sich, neben weiteren Faktoren, durch ihren hohen organischen Anteil von ~ 30 - 40 Vol.-% (Dornbusch et al., 2020) von anderen Abfallströmen. Diese Organik wird durch bakterielle Abbauprozesse abgebaut und führt zu Bildung von Deponiegas. Das so gebildete Deponiegasgemisch setzt sich vorwiegend aus Methan und Kohlenstoffdioxid zusammen. Die Anteile der einzelnen Gasfraktionen des Deponiegases sind hierbei jedoch von den Milieubedingungen abhängig, die im Bereich des bakteriellen Abbaus vorherrschen. In aeroben Abschnitten wird durch den Abbau der Organik CO_2 und H_2O gebildet. In anaeroben Bereichen wird jedoch CH_4 und CO_2 gebildet (Bischofsberger et al., 2005). Sofern keine Nachsorgemaßnahmen auf einer solchen ehemaligen Siedlungsabfalldeponie erfolgen, werden diese Treibhausgase Jahrzehnte lang über die Deponieoberfläche emittiert. Diese Emissionen halten trotz des 2005 verabschiedeten Ablagerungsverbotes von organischen Abfällen in Deutschland

an. Hierbei sind vor allem die Methanemissionen von besonderer Bedeutung, da Methan ein 27-fach wirksameres Treibhausgas (gwp₁₀₀) ist als CO₂ (IPCC, 2021). Die anhaltenden Emissionen resultieren aus den vor 2005 abgelagerten Abfallmengen die über die Bundesrepublik verteilt an unzähligen Standorten deponiert wurden. Eine Vielzahl solcher Standorte die nur ein geringes Volumen aufweisen (<100.000 m³) sind mit der Zeit in Vergessenheit geraten und werden erst im Rahmen von geotechnischen Untersuchungen wiederentdeckt.

Auf größeren ehemaligen Deponien erfolgt i.d.R. eine Nachsorge in Form einer Gasfassung. Hierbei ist eine Gasfassung teilweise lediglich als Sicherungselement installiert, sodass über Gasbrunnen das Deponiegas kontrolliert aus dem Deponiekörper gesaugt und gesammelt an einer Stelle emittiert wird. Ziel einer solchen Maßnahme ist es eine Gasmigration in angrenzende Gebäude zu unterbinden. Eine Reduktion der Treibhausgasemissionen erfolgt bei diesen Maßnahmen jedoch nicht. Wird eine Gasfassung jedoch mit dem Ziel einer energetischen Verwertung des geförderten Deponiegases betrieben, kann dadurch die Treibhausgasemission des Standortes signifikant vermindert werden. Die Emissionen werden zum einen durch die Oxidation des deutlich wirksameren Treibhausgases CH₄ zu CO₂ vermindert. Zum anderen kann der durch die Verwertung erzeugte Strom genutzt und gegenüber einer alternativen Stromerzeugung (Bundesdeutscher Strommix) bilanziert werden (UBA, 2022). In der diesem Beitrag zugrundeliegende Masterarbeit wurden Maßnahmen entwickelt um eine als reines Sicherungselement installierte Gasfassung umzubauen und zu optimieren, sodass eine Reduktion der Treibhausgasemissionen durch eine energetische Verwertung des Deponiegases realisiert werden kann (Rudek, 2022).

2 Methodik

Um Optimierungspotentiale an der bestehenden Gasfassung auf dem Untersuchungsstandort zu identifizieren, wurden die Gasbrunnen, nach einer allgemeinen Inaugenscheinnahme der Anlage, tiefenzonal vermessen. Dieses Verfahren unterscheidet sich von einer konventionellen Gasmessung bei der über einen Probennahmeventil am Brunnenkopf eine Gasprobe gewonnen und gemessen wird.

2.1 Tiefenzonale Gasmessungen

Bei einer tiefenzonalen Gasmessung wird der Gasfluss über einen in den Gasbrunnen eingelassenen Ultraschallsensor, durch Laufzeitmessungen innerhalb eines aktiv besaugten Gasbrunnen, gemessen. An dem Ultraschallsensor ist ein Messgasschlauch befestigt, welcher an die Deponieoberfläche führt,

sodass die Methan-, Kohlendioxid- und Sauerstoffkonzentrationen im Deponiegas in einer definierten Tiefe gemessen werden können. Der Ultraschallsensor ist an einem Halteseil befestigt und kann so innerhalb eines geschlossenen und besaugten Gasbrunnen meterweise herabgelassen werden. Dieses Messverfahren ermöglicht eine differenzierte Bewertung der verschiedenen Deponathorizonte in Bezug auf das Gasbildungsvolumen und die einzelnen Gaskonzentrationen. Aus diesen Daten kann eine Brunnencharakteristik abgeleitet werden, die anzeigt in welchen Bereichen eine aerobe und in welchen Abschnitten eine anaerobe Umsetzung organischer Bestandteile erfolgt und welches Gasvolumen dabei entsteht. Darüber hinaus können pneumatische Kurzschlüsse zur Oberfläche, welche bei einer starken Übersaugung einer Deponie entstehen können, lokalisiert und nachgewiesen werden.

2.2 Ausschäumen von Gasbrunnen

Bei Untersuchungen anderer Gasbrunnen konnte beobachtet werden, dass der Gasfluss innerhalb eines Gasbrunnens über die Tiefe nicht konstant ist. Bei oberflächennah verfilterten Gasbrunnen (Vielhaber et al., 1997) nimmt der Gasfluss bereits im obersten Meter des Filterabschnittes signifikant ab. Entsprechend erfolgt eine Förderung von Deponiegas vorwiegend aus oberflächennahen Horizonten und nur die Förderung eines kleinen Volumens aus tiefen Abschnitten. Ursächlich für dieses Phänomen sind unterschiedliche Gaswegsamkeiten der Deponathorizonte, welche durch unterschiedliche starke Kompaktion in Folge einer zur Tiefe hin, zunehmenden Überlagerungsaufwasst begründet sind.

Durch gekoppelte Konzentrationsmessung bei dem tiefenzonalen Messverfahren konnte nachgewiesen werden, dass durch einen oberflächennahen Sauerstoffeintrag die Horizonte, aus denen überwiegend Deponiegasgefördert wird, ein aerobes Milieu aufweisen. Entsprechend wird in diesen Arealen vorwiegend CO₂ und H₂O gebildet. Aus tiefen anaeroben Lagen, in welchen CH₄ und CO₂ gebildet wird, erfolgt nur die Förderung eines marginalen Volumenanteils des Deponiegases. Kumuliert erfolgt auf diese Weise die Förderung eines Schwachgases mit CH₄ – Konzentrationen deutlich unterhalb von 40 Vol.-%. Ein solches Deponiegas kann keiner energetischen Verwertung zugeführt werden.

In der nachfolgenden Abbildung 2-1 ist der Gasfluss durch graue Pfeile schematisch dargestellt. Die Stärke und Länge der Pfeile bilden die Intensität des Gasflusses ab.

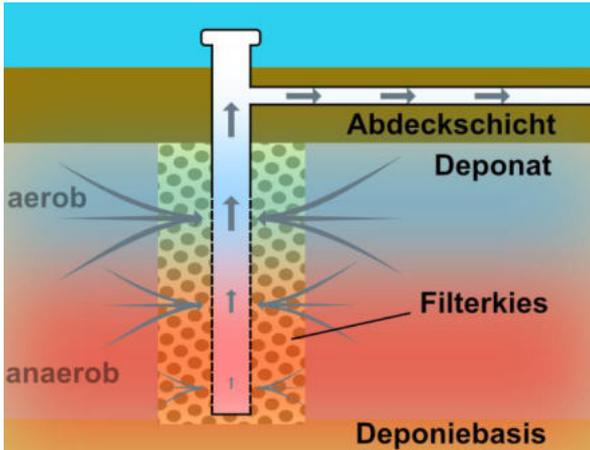


Abbildung 2-1: Gasfluss (grau) innerhalb eines flachverfilterten Gasbrunnens (GDA-Brunnens); aerobes Milieu (blau), anaerobes Milieu (rot)

Die geringen Methankonzentrationen im oberen Brunnenbereich zeigen einen deutlichen Lufteintrag über die Oberfläche an. In diesem Deponiebereich findet eine deutliche Aerobisierung statt. Aufgrund der geringeren Verdichtung ist die Gaswegsamkeit höher als in der Tiefe. Zur Verbesserung der Besaugung der unteren Brunnenabschnitte muss der Unterdruck in die Tiefe verlegt werden. Hierfür wurde das Ausschäumverfahren entwickelt. Mit Hilfe der tiefenzonalen Gasfluss- und Gaskonzentrationsmessung wird der Bereich eruiert, in dem hohe Methankonzentrationen bei noch mäßigen Gasflüssen anzutreffen sind. In den allermeisten Fällen sind diese Bereiche zur Tiefe hin anzutreffen. In einem solchen Fall kann der obere Brunnenbereich und der umgebende Filterkies mittels Schaum dauerhaft gedichtet werden. Bei dem Ausschäumverfahren wird der zu dichtende Abschnitt zunächst mit einem unteren und einem oberen Packer begrenzt. Anschließend wird in den Brunnenabschnitt zwischen den Packern ein 2-Komponenten-PU-Schaum eingeleitet. Dieser Schaum expandiert in Folge einer chemischen Reaktion um den Faktor 12 und erreicht dabei einen Ausdehnungsdruck von bis zu 100 bar. Durch den Expansionsdruck drückt sich der Schaum durch die Filteröffnungen des Brunnenrohrs in den umgebenden Filterkies und verschließt beides gasdicht. Nach etwa 20 Minuten ist der Schaum ausgehärtet. Anschließend kann das Brunnenrohr freigefräst werden, um eine vertikale Gaswegsamkeit innerhalb des Brunnenrohrs wiederherzustellen. Nach dem Fräsvorgang weist der gedichtete Abschnitt die Eigenschaften eines Vollrohrs auf. In der nachfolgenden Abbildung ist der Schaumpfropf in grün dargestellt. Die genauere Ausführung des Ausschäumverfahrens wird im Rahmen der Präsentation erläutert.

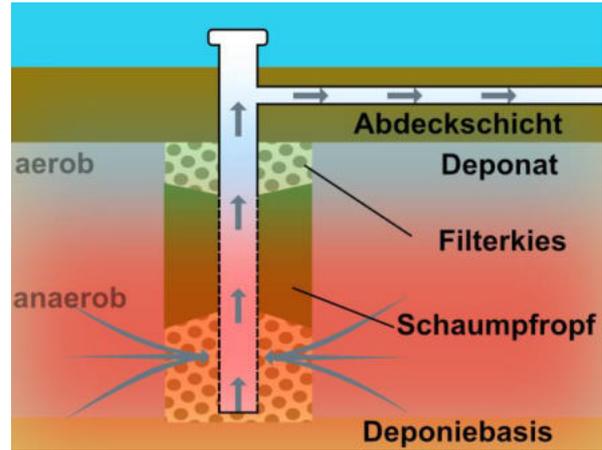


Abbildung 2-2: Gasfluss (grau) innerhalb eines mittels Ausschäumverfahren gedichteten Gasbrunnens; aerobes Milieu (blau), anaerobes Milieu (rot)

Abbildung 2-2 zeigt einen fertig ausgeschäumten Gasbrunnen. Durch das nachträgliche Abdichten einer definierten Brunnenstrecke kann ein höherer Unterdruck an den Gasbrunnen angelegt werden, ohne dass hierdurch eine Zunahme der Aerobisierung oberflächennaher Bereiche induziert wird. Durch die Erhöhung der Kurzschlussfestigkeit ist mit einer zunehmenden Anaerobisierung des Deponiekörpers zu rechnen, also einer verstärkten Methanproduktion. In Folge des höheren Saugdrucks kann eine Förderung von Deponiegas aus tieferliegenden Horizonten mit einer geringeren Gaswegsamkeit realisiert werden.

Vor dem Ausschäumen der Gasbrunnen wurde durch eine temporär stark verminderte Besaugung geprüft, welchen Einfluss ein reduzierter Außenlufteintrag auf die biologischen Abbauprozesse in der Deponie hat. Dazu wurde die Besaugungsintensität der Gasbrunnen über einen Zeitraum von 10 Monaten auf ein Minimum heruntergefahren, sodass kaum Außenluft über die Deponieoberfläche in den Deponiekörper gesogen wurde, jedoch ausreichend stark, sodass eine Staugasbildung weitestgehend unterbunden wurde. Es konnte ein signifikanter Anstieg der Methankonzentrationen im gefördertem Gas gemessen werden. Die Ergebnisse dieses Versuches sind aus Platzgründen an dieser Stelle nicht weiter abgebildet. Bei diesem Versuch konnte eine hohe Methankonzentration im Deponiegas erzielt werden, jedoch nur für ein geringes Gasvolumen. Für die Förderung von größeren Volumina mit einem entsprechend hohen CH_4 -Gehalt ist eine Besaugung der Gasbrunnen mit einem höheren Unterdruck erforderlich. Dieser würde bei nicht gedichteten Gasbrunnen zu einem massiven Außenlufteintrag und der Förderung von Schwachgas führen. Bei einem ausgeschäumten Brunnen wird diese Verdünnung jedoch verhindert und es kann ein größeres Volumen hochkalorischen Deponiegas gefördert werden.

3 Ergebnisse

Die tiefenzonalen Messungen, zur Charakterisierung der 6 auf dem Untersuchungsstandort installierten Gasbrunnen, wurden bei zwei verschiedenen Besaugungsintensitäten durchgeführt. Ziel war es pneumatische Kurzschlüsse zu lokalisieren und zu dichtende Abschnitte zu definieren. Die untersuchten Gasbrunnen sind bis in eine Tiefe von 3,50 m als Vollrohr und unterhalb als Filterrohr ausgeführt. Basierend auf den Ergebnissen wurde für alle Gasbrunnen die Notwendigkeit einer Abdichtung erkannt und ausgeführt. Nachfolgend sind die Ergebnisse des Gasbrunnens „KW“ exemplarisch dargestellt. Die Gaskonzentrationen bzw. der Gasfluss sind gegen die Tiefe aufgetragen dargestellt.

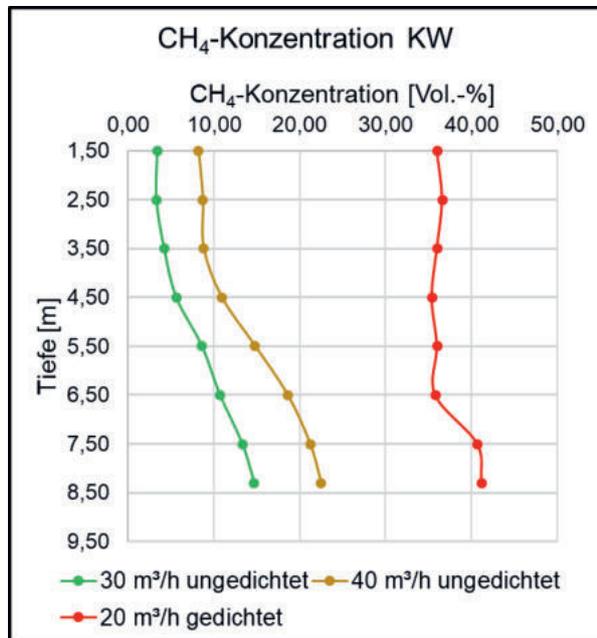


Abbildung 3-1: Ergebnisse der tiefenzonalen Messungen des Gasbrunnens „KW“; Brunnencharakteristik Methan (Rudek, 2022)

Abbildung 3-1 zeigt die gemessenen Methankonzentrationen. Die Intensität der Besaugung während der Versuchsdurchführung wurde in Anlehnung an die Betriebseinstellungen gewählt. Vor dem Ausschäumen des Gasbrunnens wurde zunächst eine tiefenzonale Messung bei einem Fördervolumen von 30 m³/h (grün) durchgeführt. Anschließend wurde das Fördervolumen für einen Zeitraum von 14 Tagen auf 40 m³/h (braun) erhöht und eine erneute Messung durchgeführt. Die Messreihen zeigen einen Anstieg der CH₄-Konzentration zur Tiefe hin an. Insgesamt konnten für Messungen im ungedichteten Gasbrunnen nur geringe Methangehalte nachgewiesen werden. Nach dem Ausschäumen des Gasbrunnens wurde nach etwa 30 Tagen eine erneute tiefenzonale Messung durchgeführt (rot). Es konnte bereits ein

signifikanter Anstieg der Methankonzentration im gefördertem Deponiegas gemessen werden. Ebenfalls weist die Messreihe einen annähernd konstanten Verlauf über die Tiefe auf.

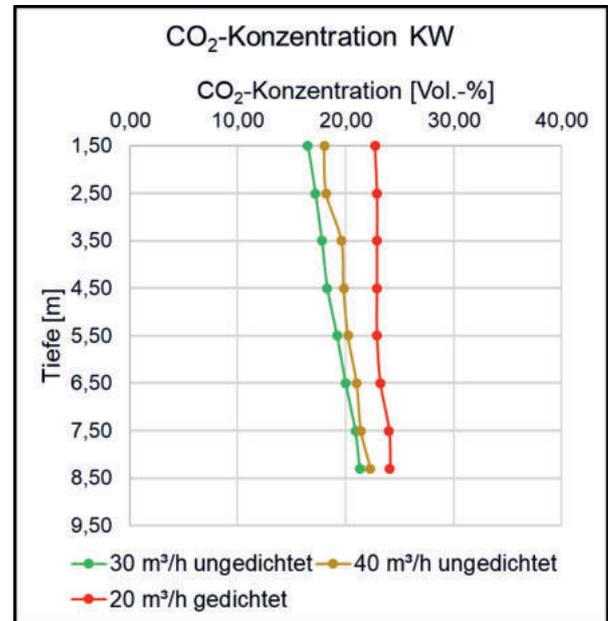


Abbildung 3-2: Ergebnisse der tiefenzonalen Messungen des Gasbrunnens „KW“; Brunnencharakteristik Kohlendioxid (Rudek, 2022)

Abbildung 3-2 zeigt die gemessenen Kohlendioxidkonzentrationen. Für diesen Parameter wurden im Rahmen der Untersuchungen nur geringfügige Veränderungen festgestellt.

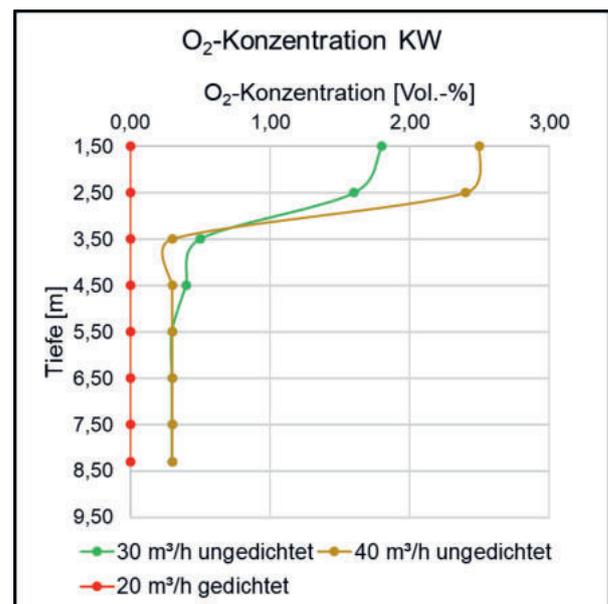


Abbildung 3-3: Ergebnisse der tiefenzonalen Messungen des Gasbrunnens „KW“; Brunnencharakteristik Sauerstoff (Rudek, 2022)

Abbildung 3-3 zeigt die gemessenen Sauerstoffkonzentrationen. Bei den Messungen innerhalb des nicht gedichteten Gasbrunnens (grün, braun) konnte Sauerstoff in oberflächennahen Deponathorizonten nachgewiesen werden. Im Rahmen der tiefenzonalen Messung nach dem Ausschäumen wurde kein Sauerstoff im Deponiegas nachgewiesen.

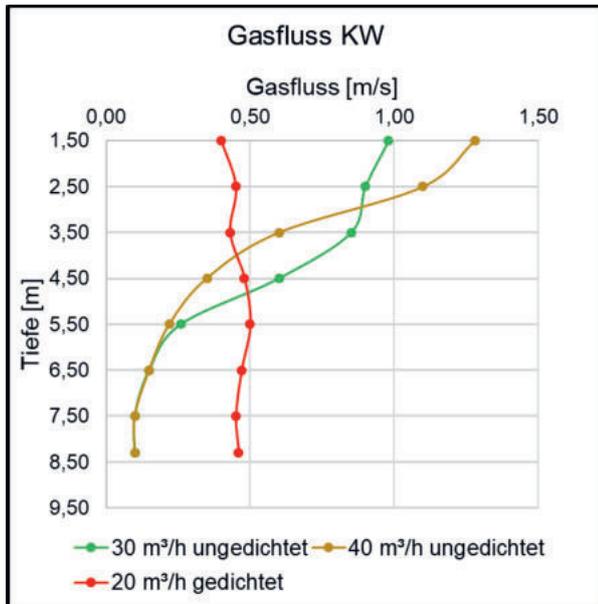


Abbildung 3-4: Ergebnisse der tiefenzonalen Messungen des Gasbrunnens „KW“; Brunnencharakteristik Gasfluss (Rudek, 2022)

Abbildung 3-4 zeigt die gemessenen Gasflüsse innerhalb des Gasbrunnens „KW“. Bei den tiefenzonalen Messungen im ungedichteten Zustand des Gasbrunnens wurde lediglich bis in eine Tiefe von etwa 4,50 m ein signifikanter Gasfluss gemessen. Dies entspricht dem ersten Meter der Filterstrecke des Brunnens. In größerer Tiefe wurde nur eine geringe Gasförderung nachgewiesen. Nach dem Ausschäumen (rot) konnte ein über die gesamte Tiefe näherungsweise konstanter Gasfluss gemessen werden.

4 Auswertung

Die tiefenzonalen Messungen der Sauerstoffkonzentration zeigen auf, dass vor dem Abdichten des Gasbrunnens ein signifikanter Sauerstoffeintrag in oberflächennahe Horizonte des Deponiekörpers erfolgte. Der Sauerstoffeintrag war dabei so hoch, dass er durch aerobe Stoffwechselprozesse nicht vollständig aufgezehrt werden konnte und eine Restkonzentration im Deponiegas nachgewiesen werden konnte. Dieses Phänomen konnte durch das Ausschäumen eines Teilbereiches des Gasbrunnens unterbunden werden.

Weiterhin ist eine deutliche Anaerobisierung

des Deponiekörpers anhand der Methanmessungen zu erkennen. Vor der Dichtung des Brunnens war eine deutliche Verdünnung anaerob gebildeter Deponiegasfraktionen durch aerob gebildete Deponiegasfraktionen erkennbar. Insgesamt wies die geringe CH_4 -Konzentration auch in tiefen Abschnitten auf eine nur geringe anaerobe Umsetzung von organischen Bestandteilen hin. In Folge der Optimierung des Gasbrunnens konnte ein Milieuwechsel im Deponiekörper induziert werden. Unter Einbeziehung der biologischen Grundlagen von mikrobiellen Abbauprozessen von organischen Bestandteilen in Deponien, ist von einem weiteren Anstieg der Methankonzentration bis etwa 60 Vol.-% zu rechnen.

Die Kohlendioxidgehalte im Deponiegas wurden durch das Ausschäumverfahren nur geringfügig tangiert. Dies ist auf die Bildung von CO_2 , sowohl unter aeroben als auch anaeroben Bedingungen, zurückzuführen.

Die tiefenzonalen Messungen des Gasflusses wiesen vor dem Ausschäumen des Gasbrunnens eine deutliche Reduktion im Bereich des obersten Meters der Filterstrecke (3,50 m – 4,50 m) auf. In tieferliegenden Abschnitten konnte durch die Besaugung nur ein geringer Gasfluss erzeugt werden. Dies ist durch die differierende Gaswegsamkeit der Deponathorizonte begründet. Entsprechend wurde ein größerer Anteil des Deponiegases aus aeroben Bereichen gesaugt und nur ein geringer Anteil aus den methanreicheren anaeroben Horizonten. Dies hatte die Förderung eines Schwachgases zur Konsequenz. Das Ausschäumverfahren hat zur Steigerung der Kurzschlussfestigkeit, also einer starken Reduktion des Außenlufteintrags in den Deponiekörper, geführt. Dadurch kann der Gasbrunnen mit einem höheren Unterdruck besaugt werden, ohne das einströmende Sauerstoff zu einer Aerobisierung der Deponie führen würde. Der höhere Unterdruck ermöglicht die Förderung von Deponiegas aus tieferliegenden anaeroben Bereichen, sodass die Förderung eines methanreichen Deponiegases realisiert werden konnte.

5 Fazit

Die Gasfassung auf einer ehemaligen Siedlungsabfalldeponie in Bochum wurde, im Vorfeld des durchgeführten Untersuchungsprogramms, als Sicherungselement ohne eine energetische Verwertung des geförderten Deponiegases betrieben. Aus der Emission des geförderten Deponiegases in verdünnter Form resultieren Treibhausgasemissionen von etwa 5.000 t CO_2 -Äquivalenten pro Jahr. Eine Verwertung des Deponiegases wurde zunächst aufgrund von zu geringen Methankonzentration ($\ll 40$ Vol.-%) nicht umgesetzt. In einer ersten Untersuchungsphase konnte durch tiefenzonale Messungen



ein pneumatischer Kurzschluss zwischen Deponiegasbrunnen und der Deponieoberfläche nachgewiesen werden. Weiterhin haben Gasmessungen in tieferen Deponathorizonten Hinweise auf hohe Deponiegaspotentiale gegeben. Für die Förderung des Deponiegases aus tieferen Horizonten wäre jedoch ein höherer Unterdruck notwendig gewesen, welcher bei den bestehenden Brunnen ebenfalls einen verstärkten Außenlufteintrag (Kurzschluss) verursacht hätte. Dies hätte weiterhin die Förderung eines Schwachgases bei gleichzeitig höherem Energieaufwand bedingt.

Mittels Ausschäumverfahren konnten die bestehenden Gasbrunnen in situ umgebaut werden, so dass eine deutliche Steigerung der Kurzschlussfestigkeit erreicht werden konnte. Diese Optimierungsmaßnahme ermöglichte die Förderung eines methanreichen Deponiegases bei einem gleichzeitig, für eine energetische Verwertung, ausreichend hohen Deponiegasvolumens. Kumuliert aus allen 6 auf dem Standort befindlichen Gasbrunnen konnte bei Abschluss dieses Beitrags (Mai 2023) die Förderung von min. 100 m³/h Deponiegas bei einer Methankonzentration \geq 50 Vol.-% nachgewiesen werden.

Durch die Möglichkeit der energetischen Verwertung des Deponiegases kann eine Reduktion der Treibhausgasemissionen erfolgen. Zum einen werden die bisherigen Methanemissionen reduziert, da diese bei einer Verwertung zum weniger wirksamen CO₂ oxidiert wird. Zum anderen kann die bei der Verwertung erzeugte Energie für den Betrieb der Gasfassung genutzt werden. Die Energieersparnis ist entsprechend den Treibhausgasemissionen des bundesdeutschen Strommixes zu bilanzieren.

Die Umsetzung einer energetischen Verwertung ist aktuell in der Prüfung bei der zuständigen Behörde.

Literaturverzeichnis

Bischofsberger, W., Dichtl, N., Rosenwinkel, K.-H., Seyfried, C. F., Böhnke, B. (2005) *Anaerobtechnik*. - 2. Auflage, S. 23 – 48, Springer, Berlin Heidelberg

Dornbusch, H.-J., Hannes, L., Santjer, M., Böhm, C., Wüst, S., Zwisele, B., Kern, M., Siepenkothen, H.-J., Kanthak, M. (2020) *Vergleichende Analyse von Siedlungsrestabfällen aus repräsentativen Regionen in Deutschland zur Bestimmung des Anteils an Problemstoffen und verwertbaren Materialien*. - Umweltbundesamt, 113/2020, Dessau-Roßlau

IPCC (2021) *Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. [Masson-Delmotte, V., P. Zhai, A. Pirani, S.L. Connors, C. Péan, S. Berger, N. Caud, Y. Chen, L. Goldfarb, M.I. Gomis, M. Huang, K. Leitzell, E. Lonnoy, J.B.R. Matthews, T.K. Maycock, T. Waterfield, O. Yelekçi, R. Yu, and B. Zhou (eds.)] – p. 1017, Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, USA

Rudek, A. (2022) *Untersuchungen zur Bestimmung des Gasbildungspotentials und Optimierung der Gasfassung zur Beschleunigung des Organikaustrags in Form eines energetisch nutzbaren Deponiegases am Beispiel der Altablagerung „An der Holtbrügge“ in Bochum*. – Masterarbeit, Technische Hochschule Georg Agricola, Bochum

Strogies, M. & Gniffke, P. (2020) *Berichterstattung unter der Klimarahmenkonvention der Vereinten Nationen und dem Kyoto-Protokoll 2020 – Nationaler Inventarbericht zum Deutschen Treibhausgasinventar 1990 – 2018*. - Umweltbundesamt, 22/2020, S. 699 - 701, Dessau-Roßlau

Umweltbundesamt (2022): *Strom- und Wärmeversorgung in Zahlen*. <https://www.umweltbundesamt.de/themen/klima-energie/energieversorgung/strom-waermeversorgung-in-zahlen> (letzter Zugriff 09.05.2023)

Vielhaber, B., Burkhardt, G., Gebert, J. (1997) *GDA Empfehlung E 2-18 Geotechnische Belange der Deponieentgasung*. - In: *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.* (1997) 3. Auflage, S. 173- 180, Ernst & Sohn, Berlin



Instandsetzungsmaßnahmen an der Talbrücke Neckarburg der A81 bei Rottweil

Stefan Liebl, M.Sc., Andreas Jakobi, M.Sc., Dipl.-Geol. Peter Kordeuter,
Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH,
Esslingen

Für den Ausbau der BAB 81 – Streckenabschnitt Stuttgart – Singen werden an der Talbrücke Neckarburg Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich. Für die 365 m lange Hohlkasten-Bogenbrücke würde aufgrund der veränderten Traglasten in drei Pfeilerpaaren eine Überschreitung der mittleren zulässigen Bodenpressung von bis zu 29 % eintreten. Die Eigenschaften des Untergrunds wurden unter Berücksichtigung der vorliegenden Daten der Baugrunderkundung für den Neubau Ende der 70er Jahre durch drei bis zu 80 m lange Kernbohrungen und ein anschließendes Laborprogramm neu charakterisiert und auf Basis der neu festgelegten felsmechanischen Kennwerte der Bemessungswert des Sohlwiderstandes neu bestimmt, wodurch die Standsicherheit für die neue Lastsituation nachgewiesen werden konnte.

1 Einleitung

Die Talbrücke Neckarburg bei Rottweil (vgl. Abbildung 1) ist Teil der Bundesautobahn 81 entlang des Streckenabschnitts von Stuttgart nach Singen. Die Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (DEGES) plant im Zuge des Ausbaus dieser Strecke Instandsetzungsmaßnahmen an der Talbrücke, um eine dauerhafte Stand- und Verkehrssicherheit zu gewährleisten.

Eine vorliegende statische Berechnung aus dem Jahr 2015 kam zu dem Ergebnis, dass die zulässige mittlere Bodenpressung bei insgesamt drei Pfeilerpaaren um bis zu 29 % überschritten wird, weshalb eine aktuelle Charakterisierung der gesteintechnischen Eigenschaften des Untergrunds erforderlich ist [1].



Abbildung 1: Ansicht der Talbrücke Neckarburg vom Talboden aus Richtung Norden

Aus den Jahren 1972 bis 1977 liegen historische Planungs- und Bauunterlagen zur Brücke vor [2], [3], [4], [5], die als Grundlage für die Planung des Erkundungsprogramms verwendet werden konnten.

2 Bauwerksbeschreibung

Die Talbrücke Neckarburg liegt etwa 2,5 km nördlich von Rottweil und überführt die Bundesautobahn A 81 auf einer Länge von insgesamt ca. 365 m über das etwa Nord-Süd verlaufende Tal des Oberen Neckars. Sie wurde in den Jahren 1975 bis 1978 erbaut und besteht aus zwei Bauwerken, die als Hohlkasten-Bogenbrücken mit einer Bogenspannweite von jeweils ca. 155 m den Neckar in einer Höhe von ca. 95 m überspannen. Der Überbau ist als separates Bauwerk je Fahrbahnrichtung der Autobahn gegliedert und lagert auf gemeinsamen Widerlagern und Pfeilerpaaren. Die Überbauten spannen über 14 Felder mit Stützweiten von 3 x 30 m, 7 x 22 m und 4 x 30 m (vgl. Abbildung 2).

Unter der Brücke, etwas erhöht zum Neckarufer, verläuft außerdem der aktuell eingleisig ausgebaute Abschnitt Horb – Tuttlingen der Gäubahn. Dieser Abschnitt wurde im Jahr 1879 eingleisig erbaut und ab 1928 durch ein zweites Gleis ergänzt. Das zweite Gleis wurde allerdings nach dem zweiten Weltkrieg im Zuge der Reparationsleistungen wieder abgebaut [6].

Aus den historischen Unterlagen wird ersichtlich, dass die Brücke zunächst mit nur 3 Pfeilerpaaren geplant worden war. In der damaligen Erkundung wurde allerdings am nahe der Bahnlinie geplanten Pfeilerpaar stark geklüfteter Baugrund festgestellt.

Um die Gründung in dieser Schwächezone und dem deutlich geringer tragfähigen Mittleren Muschelkalk

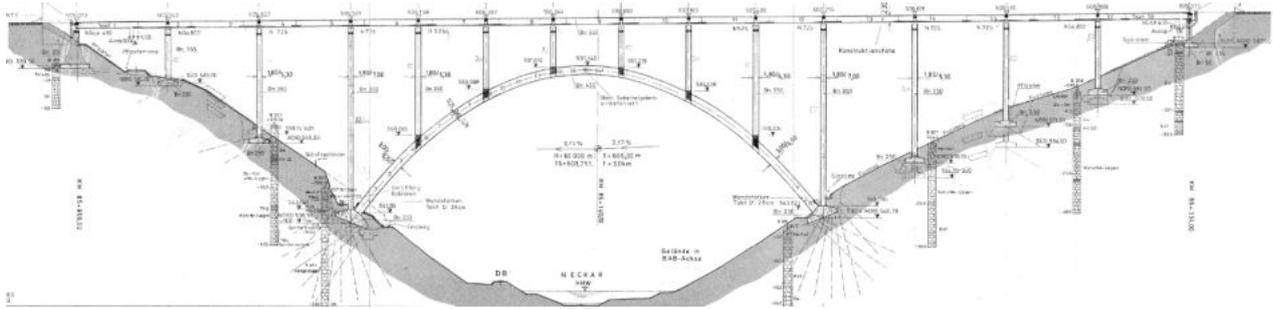


Abbildung 2: Längsschnitt der Talbrücke Neckarburg aus den Bestandsunterlagen [7]

zu vermeiden, erfolgte eine Umplanung zur Bogenbrücke mit Kämpferfundamenten. Ob es sich bei der Schwächezone an dieser Stelle um ein natürliches tektonisches Phänomen oder um eine Folge von Sprengarbeiten zur Herstellung des zwischenzeitlich abgebauten zweiten Gleises handelt, kann nicht abschließend geklärt werden.

3 Baugrunduntersuchung

Aus den historischen Unterlagen ging hervor, dass die Brücke durchgehend im Oberen Muschelkalk gründet. Im Bereich der Talschultern liegt die Unterer Keuper (ku) auf dem Oberen Muschelkalk (mo) auf, im Bereich der Talsohle steht unter quartären Flusssedimenten Mittlerer Muschelkalk (mm) an. Da die östliche Talschulter im Vergleich zur westlichen vor dem Bau der Brücke etwa zwanzig Meter tiefer lag, wurden im Osten ein Damm von etwa fünfzehn Meter Höhe aufgeschüttet. Die verbleibenden fünf Meter Höhendifferenz zwischen den Widerlagern werden durch eine Neigung der Fahrbahn überwunden.

Aufgrund der mittleren Hangneigung von ca. 50 % respektive $26,5^\circ$ an der westlichen Talseite und von ca. 51 % respektive 27° auf der östlichen Talseite war die Zugänglichkeit für Erkundungsbohrungen stark eingeschränkt. Die Talsohle ist zwar teilweise zugänglich, da die Brücke jedoch ausschließlich auf den Talschultern und in den Talflanken gründet, war eine Erkundungsbohrung dort nicht zielführend.

Im Erkundungsprogramm der 1970er Jahre war auch in den schwer zugänglichen Hangbereichen jeweils an den Orten der aktuellen Pfeilerpaare erkundet worden, sodass für diese Bereiche bereits Daten vorlagen. Hauptziel bei der Planung des Erkundungsprogramms waren die Verifizierung der historischen Unterlagen und die Erfassung der Gesteins- und Gebirgseigenschaften nach modernen Maßstäben. Von besonderem Interesse waren dabei auch die Auffüllungen in den Widerlagerbereichen.

Auf dieser Grundlage wurden insgesamt drei Kernbohrungen geplant, davon jeweils eine im Bereich der Widerlager und eine weitere unter der Brücke auf der östlichen Talseite, etwa auf Höhe der ehemaligen

Talschulter. Die Länge der Bohrungen ergab auf beiden Seiten eine Gesamttiefe von ca. 80 m unterhalb der Widerlager, sodass die Erkundungstiefe auf beiden Talseiten mehrere Meter unter die am tiefsten liegenden Gründungssohlen reichte. Bei der in diesem Bereich etwa sählig zu erwartenden Lagerung und unter Abgleich mit den historischen Gesteinsansprachen konnte somit auf den gesamten relevanten Teil unterhalb der Brückengründung geschlossen werden.

Die gewonnenen Bohrkern wurden im Feld nach DIN EN ISO 14688 [8], [9] und DIN EN ISO 14689 [10] angesprochen und nach DIN 18300 [11] und DIN 18320 [12] der VOB/C in Homogenbereiche eingeteilt. Zusätzlich wurde der RQD-Wert [13] zur weiteren Klassifizierung des Gebirges ermittelt. Zusätzlich wurden insgesamt 92 Proben genommen, an denen im anschließenden Laborprogramm die boden- bzw. felsmechanischen Parameter ermittelt wurden.

4 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

4.1 Geologische Verhältnisse

Im Bereich der Talbrücke Neckarburg liegen Gesteine der mitteldeutschen Trias vor. Gemäß den historischen Unterlagen liegen im Talbereich unter einer Schicht aus wenige Meter mächtigen quartären Flusssedimenten Gesteine des Mittleren Muschelkalks (mm) vor. In den Talflanken liegt der im hangenden des Mittleren Muschelkalks folgende Obere Muschelkalk (mo) vor, darüber im Bereich der Talschultern mit der Erfurt-Formation (kuE) die älteste Einheit des Unteren Keupers (ku).

Da aufgrund der Gestaltung als Bogenbrücken im Bereich des Mittleren Muschelkalks und der quartären Talsedimente kein nennenswerter Lasteintrag geschieht, wurde dieser Bereich in der aktuellen Bohrkampagne nicht erneut erkundet.

Der Gründung sowohl der Pfeiler als auch der beiden Widerlager erfolgt gemäß der Bestandsunterlagen ausschließlich im Festgestein, davon zum überwiegenden Teil im Oberen Muschelkalk. An den Widerlagern erfolgt ein Teil des Lastabtrags in der Erfurt-Formation.



Der Obere Muschelkalk unterteilt sich von alt nach jung in drei Formationen. Die unterste Formation bildet die **Trochitenkalk-Formation** (moTK, vgl. Abbildung 3), von der die oberen 25 m erkundet wurden.



Abbildung 3: Bohrkerne aus dem Bereich der Rottweil-Formation.

Darüber folgt die bis zu 28 m mächtig angetroffene **Meißner-Formation** (moM, früher auch „Plattenkalk“, moP, vgl. Abbildung 4). Diese beiden Formationen bestehen aus einer Wechsellagerung von Kalksteinen mit Ton- bzw. Mergelsteinen, wobei die Kalke der Meißner Formation im Gegensatz zu den eher bläulich-braunen Kalken der Trochitenkalk-Formation eher gelblich-braun auftreten und zum Teil auch als Dolomit vorliegen.



Abbildung 4: Bohrkerne aus dem Bereich der Meißner-Formation.

Die bis zu 20 m mächtig angetroffene Rottweil-Formation (moR, früher auch „Trigonodusdolomit“, moD, vgl. Abbildung 6) tritt vollständig als ocker-grauer Dolomit auf, bereichsweise mergelig, selten auch feinsandig.



Abbildung 6: Bohrkerne aus dem Bereich der Trochitenkalk-Formation.

Alle drei Formationen des Oberen Muschelkalks sind teils stark geklüftet mit variierender Trennflächenorientierung. Die Klüfte weisen Öffnungsweiten bis über 10 cm auf und sind meist mit Ton verfüllt oder teilweise bis ganz calcitisch verheilt, wobei Calcitmächtigkeiten von bis zu 7 cm angetroffen wurden. Vor allem bei größeren Öffnungsweiten über 5 cm (trotz mehrerer Zentimeter Calcitrasen an den Klüfflächen) stehen die Klüfte häufig offen.

Die Gesteine des Oberen Muschelkalks traten in den aktuellen Bohrungen in stark verwittertem bis frischem Zustand auf. Aus den alten Unterlagen geht hervor, dass sie an den Talflanken bis zu 3 m bei der Trochitenkalk-Formation respektive 6 m bei der Meißner Formation und der Rottweil-Formation vollständig verwittert bis zersetzt vorliegen.

Die **Erfurt-Formation** besteht in frischem Zustand aus einer Wechsellagerung von Tonstein, Sandstein und Dolomit-/Mergelstein, liegt zum größten Teil jedoch im vollständig verwitterten bis zersetzten Zustand als Abfolge verschiedener Schluffe vor, wobei die Sandsteine zum Teil noch intakt waren. Im Bohrprogramm der 1970er Jahre wurde diese Formation bis zu 10 m mächtig in stark verwittertem bis frischem Zustand angetroffen. Die maximale im aktuellen Erkundungsprogramm angetroffene Mächtigkeit der zersetzten bis vollständig verwitterten Bereiche beträgt 4 m. Abbildung 5 zeigt zusammenfassend den anhand der Erkundungsergebnisse aktualisierten Längsschnitt.

Auf der westlichen Talseite liegt außerhalb des Widerlagers auf der Erfurt-Formation noch eine 5 m mächtige Lage aus **Verwitterungslehm** vor.

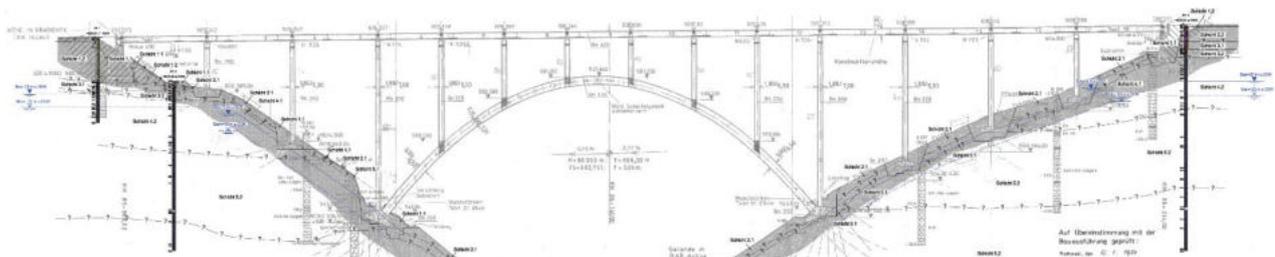


Abbildung 5: Neuer Längsschnitt der Talbrücke Neckarburg nach Durchführung der aktuellen Erkundung.

Im Bereich der **Widerlager-Hinterfüllung** wurden ca. 50 cm Kalkstein-Schotter auf 2,5 m Schroppen angetroffen, wobei die Mächtigkeit der Hinterfüllung zum Widerlager hin zunimmt. Auf dieser Talseite liegen die Auffüllungen direkt auf der dort frischen bis stark verwitterten Erfurt-Formation auf.

Auf der östlichen Seite wurden bis zu 12 m mächtige **gemischtkörnig-bindige Auffüllungen** aus zersetzter Erfurt-Formation und Verwitterungslehm angetroffen, wohl als Ausgleich der Höhendifferenz der beiden Talschultern, und darüber noch eine ca. 5,5 m mächtige grobkörnige Schicht als **Widerlager-Hinterfüllung** und Schotter.

Im Bereich der Talflanken stehen bis zu 5 m mächtige **Hangsedimente** (Hangschutt, Hanglehm). Diese sind hauptsächlich aus den Bestandsunterlagen bekannt und wurden im aktuellen Bohrprogramm nur in einer Bohrung mit einer Mächtigkeit von ca. 0,5 m durchteuft.

Anhand des Versatzbetrags der Schichtgrenzen auf den beiden Talseiten kann das Schichteinfallen von ca. 3 % in Richtung Südwesten bestätigt werden, das in der Geologischen Karte [14] für diesen Bereich angegeben wird.

Aufgrund des im Baugrund anstehenden Oberen und Mittleren Muschelkalks besteht Verkarstungsgefährdung durch Karbonatkarst und Sulfatkarst. In einer Bohrung wurde bei ca. 65 m u. GOK ein etwa 90 cm mächtiger Hohlraum angetroffen. Im für den Lastabtrag der Brücke maßgeblich relevanten Bereich wurden keine unverfüllten Hohlräume im Festgestein angetroffen, können aufgrund der Kleinräumigkeit aber nicht ausgeschlossen werden.

Die insgesamt 19 am stark verwitterten bis frischen Gestein durchgeführten einaxialen Druckversuche ergaben eine Druckfestigkeit von ca. 17 bis 27 MPa für die Erfurt-Formation, 4 bis 36 MPa für die Rottweil-Formation, 23 bis 70 MPa für die Meißner-Formation und 25 bis 54 MPa für die Trochitenkalk-Formation. Hierbei ist zu beachten, dass die vorgesehene Länge von 25 cm für die Prüfkörper aufgrund der häufig engstehenden Trennflächen oft nicht eingehalten werden konnte und somit Korrekturrechnungen notwendig waren.

4.2 Hydrogeologische Verhältnisse

Der Obere Muschelkalk bildet einen ca. 80 m mächtigen **Karst- und Kluftgrundwasserleiter**, der in der Regel durch den deutlich geringer durchlässigen Mittleren Muschelkalk an seiner Basis begrenzt wird. In den Bohrungen wurde auf der östlichen Seite kein Grundwasser angetroffen, auf der westlichen Seite erst in ca. 63 m unter der Geländeoberkante. Da keine Langzeitdaten des Grundwassers vorliegen, wurde der Bemessungswasserstand in den Widerlager-Bereichen auf 20 m u. GOK und im Bereich der Talflanken auf ca. 5 m u. GOK vorsichtig festgelegt, der Bauwasserstand jeweils 5 m tiefer.

5 Standsicherheitsnachweis

Auf der Basis der vorliegenden Unterlagen war eine Bewertung, ob die zusätzlichen Lasten durch die Erüchtigung Brücke vom Baugrund aufgenommen werden konnten, nicht möglich. Es lagen lediglich Schnitte mit Bohrprofilen und ein Baugrundgutachten vor, das zwar mittlere zulässige Bodenpressungen auswies. Es fehlten jedoch Angaben zum Verwitterungszustand, des Gefüges und Druckfestigkeit der Schichten in denen die Brücke gegründet ist. Die vorliegenden Angaben genügen somit nicht mehr den Anforderungen des EC7 [15].

Auf der Basis der Befunde der drei Aufschlussbohrungen und der felsmechanischen Untersuchungen wurden felsmechanische Kennwerte für den Oberen Muschelkalk festgelegt.

Grundbruchberechnungen mit den aktuellen Kennwerten ergaben für die Pfeiler und Widerlager deutlich höhere Bemessungswerte des Sohlwiderstandes gegenüber den im Baugrundgutachten ausgewiesenen mittleren Bodenpressungen. Dieser Umstand ist zum wesentlichen Teil darauf zurückzuführen, dass bei unseren Berechnungen keine Berücksichtigung einer Setzungsbegrenzung erforderlich war, während beim Neubau bei der Ausweisung der zulässigen Bodenpressung auch eine Setzungsbegrenzung berücksichtigt wurde.

Es konnte somit nachgewiesen werden, dass die infolge der Brückenertüchtigung zusätzlichen Lasten vom Baugrund aufgenommen werden können.

Literaturverzeichnis

[1] Ingenieurgruppe Bauen (2015). *BAB A 81 – Talbrücke Neckarburg, BW-Nr.: 7717-551, Statische Berechnung*. Karlsruhe: unveröff. Gutachten.

[2] Geologisches Landesamt in Baden-Württemberg (1972). *Ingenieurgeologisches Gutachten über die Baugrundverhältnisse im Bereich der geplanten Mittleren Neckarbrücke (BW 23/197) im Streckenabschnitt Rottweil-Trossingen der BAB Stuttgart – (Singen) – Zürich, Mk. und Lkr. Rottweil (Top. und geol. Karte 1 : 25.000, 7717 Oberndorf)*. Freiburg i. Br.: unveröff. Gutachten.

[3] Geologisches Landesamt in Baden-Württemberg (1973). *Ingenieurgeologisches Nachtragsgutachten über die Baugrundverhältnisse im Bereich der geplanten Neckarbrücke Neckarburg (BW 23/197) im Streckenabschnitt Rottweil-Trossingen der BAB Stuttgart – (Singen) – Zürich, Markung und Landkreis Rottweil (Top. und geol. Karte 1 : 25.000, 7717 Oberndorf)*. Freiburg i. Br.: unveröff. Gutachten.

[4] HENKE, K. F. (1975). *Bodengutachten Neckartalbrücke Neckarburg*. Stuttgart: unveröff. Gutachten.



[5] Ed. Züblin AG Bauunternehmung Stuttgart (1977). *BW 23/197, Talbrücke Neckarburg, BAB A23 Stuttgart – Singen, Schalpläne, M. 1 : 50*. Stuttgart: unveröff. Pläne.

[6] Deutsche Bahn AG (2023). <https://bauprojekte.deutschebahn.com/p/horb-neckarhausen>. zuletzt abgerufen am 16.05.2023.

[7] Straßenbauverwaltung Baden-Württemberg (1980). *Talbrücke Neckarburg, Unterführung des Neckars aund der DB Strecke Horb-Rottweil auf Gemarkung Rottweil-Neckarburg, Übersichtsplan – Längsschnitt M. 1 : 500*. Rottweil: unveröff. Plan.

[8] DIN EN ISO 14688-1 (2020). *Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14688-1:2017); Deutsche Fassung EN ISO 14688-1:2018*. Berlin: Beuth Verlag.

[9] DIN EN ISO 14688-2 (2020). *Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen (ISO 14688-2:2017); Deutsche Fassung EN ISO 14688-2:2018*. Berlin: Beuth Verlag.

[10] DIN EN ISO 14689 (2018). *Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels (ISO 14689:2017); Deutsche Fassung EN ISO 14689:2018*. Berlin: Beuth Verlag.

[11] DIN 18300 (2019). *VOB Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten – DIN 18300*. Berlin: Beuth Verlag.

[12] DIN 18320 (2019). *VOB Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Landschaftsbauarbeiten – DIN 18320*. Berlin: Beuth Verlag.

[13] DEERE, D. U. & MILLER, D. W. (1967). *The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice, Classification System for Engineering Purposes*. Philadelphia, PA. ASTM STP, American Society for Testing and Materials.

[14] LGRB – Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (2023). *Geologisches 3D-Landesmodell, M 1 : 500 000*. Onlinekarte: <https://maps.lgrb-bw.de>. zuletzt abgerufen am 16.05.2023.

[15] DIN EN 1997-1 (2009). *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009*. Berlin: Beuth Verlag.





Erstellung und Validierung von probabilistischen Baugrundmodellen mit geostatistischen Simulationen anhand von zwei Fallbeispielen.

Andreas Witty, M.Sc, Dr.-Ing. Andrés A. Peña-Olarte, Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani, Technische Universität, München

Digitale Entwurfs- und Planungsverfahren im Kontext von BIM ermöglichen und erfordern bessere Baugrundmodelle als die bisher verwendeten. Im Gegensatz zu konventionellen deterministischen Baugrundmodellen ermöglicht die probabilistische Baugrundmodellierung die Bewertung von geotechnischen Unsicherheiten und Risiken bei der Planung und Ausführung von Bauwerken. Dabei ist eine Unterscheidung zwischen Unsicherheiten im Baugrundaufbau und Unsicherheiten in den Bodeneigenschaften notwendig. Die Unsicherheit im Untergrundaufbau bezieht sich auf die Geometrie (Mächtigkeit, Ausdehnung usw.) der Bodenschichten und kann durch stochastische Methoden (Zufallsfelder) modelliert werden. Die Unsicherheit der Bodeneigenschaften betrifft die erwartete Variabilität der Bodeneigenschaften innerhalb der Bodenschichten. Anhand von Fallstudien wird die praktische Umsetzung des beschriebenen Konzepts mit ausschließlich Open-Source-Programmen gezeigt. Die erste Fallstudie zeigt ein 3D-Modell, das aus den Ergebnissen von CPT-Sondierungen (Spitzenwiderstand und Mantelreibung) abgeleitet wurde. Sie zeigt, wie die räumlich verteilte Unsicherheit eines bestimmten Bodentyps modelliert werden kann und welche Vorteile die geostatistische Simulation (Sequential Gaussian Simulation, SGSIM) im Vergleich zu Interpolationsmethoden hat. Die zweite Fallstudie ist im Raum München angesiedelt, wo eine U-Bahn-Station in quartären Kiesen und darunterliegenden tertiären Sanden und Tonen geplant ist. Es wird gezeigt, dass die Kombination von SGSIM und indikatorbasierten Methoden (Sequential Indicator Simulation, SISIM) durch eine Quantifizierung der Unsicherheit bessere Vorhersagen der Baugrundverhältnisse und somit eine risikobasierte Entscheidungsfindung ermöglicht. Die Fallbeispiele zeigen das bedeutende Potential des vorgestellten probabilistischen Modellierungsansatzes.

1 Einleitung

Das Baugrundschnittmodell unterscheidet sich grundsätzlich von anderen Modellen im BIM Kontext, indem es sich nicht nur um eine Beschreibung, sondern in weiten Teilen um eine Prognose der Baugrundverhältnisse handelt. Die Baugrundverhältnisse beschreiben einen Umfang an mechanischen, thermischen, hydraulischen, zeitlich und räumlich veränderlichen Eigenschaften. Viele dieser Eigenschaften sind an Schichten gebunden, die jeweils ähnliche Eigenschaften besitzen. Bekannt sind die Baugrundverhältnisse in der Regel nur an wenigen häufig eindimensionalen Aufschlüssen. Aus diesen eindimensionalen Aufschlüssen zweidimensionale Schnitte bzw. 3D-Modelle zu erstellen erfordert die Interpretation durch Experten, die eine Prognose für den Bereich zwischen den Aufschlüssen erstellen. Dort wo die Unsicherheit groß ist, werden oftmals Fragezeichen oder gestrichelte Grenzen eingezeichnet. Diese Praxis hat ihre Berechtigung und weist darauf hin, dass und wo mehrere Interpretationen möglich sind. Mit dem Schritt zur Planung in BIM und der Modellierung der Baugrundschnitte in 3D werden neue Methoden zur Modellierung und Quantifizierung der Unsicherheiten benötigt. Im folgenden Beitrag wird die Sequentielle Simulation als geostatistische Methode vorgestellt und auch skizziert, wie die

Prognose und Prognoseunsicherheiten validiert werden können. Zwei Fallbeispiele werden herangezogen, um die Anwendung der Verfahren und Interpretation der Ergebnisse zu veranschaulichen.

2 Methodik

2.1 Allgemeines

Die Entwicklung einer geologischen Modellvorstellung des Untergrunds steht an erster Stelle der Baugrundmodellierung. Es ist erforderlich, dass die geologische Entstehung des Baugrunds verstanden wird, um ein Modellierungskonzept zu entwickeln. Dieses Konzept beschreibt, wie der Baugrund z.B. mit Hilfe von mathematischen bzw. geostatistischen Funktionen abgebildet werden kann. Dabei muss entschieden werden, welche Variable für die Modellierung verwendet wird. Die Variable kann z.B. die Zugehörigkeit zu einer bestimmten Schicht, oder eine bestimmte Eigenschaft des Baugrunds sein. Die Qualität des daraus entwickelten Modells ist direkt von der Qualität und Quantität der Baugrunddaten abhängig. Ein Modell ist daher kein Ersatz für Baugrunduntersuchungen, sondern eine vereinfachte bzw. abstrahierte Synthese derselben und unter anderem ein Planungshilfsmittel. Zunächst sollen die Grundlagen der Geostatistik skizziert werden, bevor die Sequentielle Simulation und die Modellvalidierung beschrieben wird. Die verwendeten Modelle

sind Voxelmodelle, die aus Quadern bestehen, in denen jedem einzelnen Quader (Voxel) ein Wert zugewiesen werden kann.

2.2 Geostatistik

2.2.1 Variographie

Die Variographie ist eine geostatistische Methode zur Analyse der räumlichen Autokorrelation von Daten und wird häufig in der Erkundung von Boden- und Gesteinsstrukturen, der Umweltüberwachung und der geologischen Ressourcenbewertung eingesetzt. Die Methode basiert auf der Schätzung von Semivarianzen als Funktion der räumlichen Abstände zwischen Datenpunkten.

Ein experimentelles Semivariogramm wird durch Berechnung der halben Varianz aller möglichen Paare von Datenpunkten als Funktion ihrer räumlichen Abstände erstellt. Experimentelle Semivariogramme werden berechnet, indem gleiche Entfernungsklassen gebildet werden, bei denen die Datenpunkte in Entfernungsbänder gruppiert werden und die halbe Varianz innerhalb jedes Entfernungsbands berechnet wird. Das resultierende experimentelle Semivariogramm zeigt die räumliche Autokorrelation der Daten und kann zur Identifizierung von Mustern und Trends verwendet werden. In der folgenden Abbildung 2-1 ist ein Semivariogramm mit Schwellenwert (sill) und Reichweite (range) dargestellt.

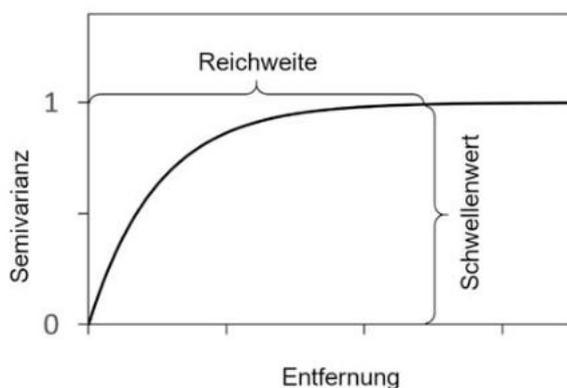


Abbildung 2-1: Theoretisches Semivariogramm.

Das theoretische Semivariogramm wird anhand des experimentellen Semivariogramms geschätzt. Häufig wird eine Exponentialfunktion für das theoretische Variogramm angenommen. Dies muss für ein dreidimensionales Modell für alle drei Raumrichtungen erfolgen. Um Anisotropien zu identifizieren eignen sich auch Semivariogrammkarten, bei der die Semivarianz räumlich berechnet werden.

Die Reichweite (Range) ist die maximale Entfernung, bei der die Semivarianz noch unterhalb des Schwellenwerts (Sill) ist. Es ist der Abstand, bei dem das Semivariogramm einen konstanten Wert erreicht und die

Autokorrelation als vollständig räumlich unabhängig angesehen wird. Der Schwellenwert (Sill) ist der maximale Wert, den das Semivariogramm erreichen kann und wird oft auf 1 normalisiert.

2.2.2 Simulation

Die sequentielle Gauss'sche Simulation (SGSIM) ist eine Methode zur Berechnung der Unsicherheit. Die SGSIM eignet sich zur Simulation von kontinuierlichen normal verteilten Werten und basiert auf der stochastischen Simulation von Zufallsfeldern, die das theoretischen Semivariogramm reproduzieren und die bekannten Informationen aus der Baugrunderkundung berücksichtigen. Das bedeutet, dass das Semivariogramm eines solchen Zufallsfeldes, dem der theoretischen Semivariogrammfunktion entspricht und dort, wo Werte bekannt sind, die Werte übernommen werden. Das Vorgehen ist wie folgt:

1. Variographie: Ableitung eines theoretischen Semivariogramms anhand des experimentellen Semivariogramms.
2. Netzdefinition: Das Projektgebiet wird in ein dreidimensionales Netz unterteilt.
3. Initialisierung der Simulation: Die aus der Baugrunderkundung bekannten Werte werden den entsprechenden Voxel zugewiesen alle anderen Voxel bleiben ohne Wert.
4. Simulation des Zufallsfeldes: In einer zufälligen Reihenfolge wird an jedem Voxel ein zufälliger Wert berechnet. Dafür wird das Krigingverfahren eingesetzt, um mit dem theoretischen Semivariogramm und den schon bekannten Voxel einen Schätzwert und eine Varianz der Schätzung zu berechnen. Aus dem Schätzwert und der Varianz wird eine Verteilung generiert, aus der ein zufälliger Wert dem neuen Voxel zugewiesen wird.

Neben SGSIM gibt es weitere Verfahren zur Erzeugung von Zufallsfeldern (vgl. Deutsch & Journel 1997). Für die Simulation von diskreten Werten oder Kategorien kann z.B. die Sequentielle Indikatormodellierung (SISIM) verwendet werden, bei der der Ablauf im Prinzip gleich wie bei SGSIM ist, nur, dass der Zufallswert aus einer diskreten Verteilung gezogen wird.

2.3 Prognose

SGSIM wird zur Generierung von probabilistischen Modellen verwendet werden, indem viele Zufallsfelder berechnet werden. Dadurch ist eine Verteilung der Werte in jedem Voxel verfügbar, die für die Berechnung von statistischen Größen wie Mittelwert, Varianz oder Perzentile verwendet wird. Eine ausreichende Zahl an Simulationen ist erforderlich, um Wahrscheinlichkeiten abzuschätzen. Insbesondere die Berechnung von den 99 % Perzentilen erfordert

eine extrem hohe Zahl an Simulationen, was bei großen Modellen zu langen Rechenzeiten und großen Datenmengen führt. Für eine plausible Abschätzung der Unsicherheiten sind in den meisten Fällen 100 Simulationen erfahrungsgemäß ausreichend.

Die folgende Abbildung 2-2 zeigt beispielhaft eine Beliebige Verteilung in einem Voxel und die Begriffe, die zur Beschreibung der Prognosequalität verwendet werden.



Abbildung 2-2: Prognose, Unsicherheit und Fehler (verändert nach Witty et al. 2023b).

Der Fehler beschreibt die Abweichung eines berechneten Wertes von einem gemessenen (richtigen) Wert. Ein kleiner Fehler bedeutet, dass die Messungen oder Berechnungen sehr nahe an dem tatsächlichen Wert liegen. Der Fehler wird z.B. als mittlerer quadratischer Fehler (Mean Squared Error MSE) angegeben. Die Präzision bzw. die Unsicherheit beschreibt die Streuung der Prognose. Eine hohe Präzision bedeutet, dass die Prognose wenig streut und kann mit der Varianz beschrieben werden, die ein Maß für die Streuung um einen Mittelwert ist. Das Ziel ist eine präzise Prognose mit einem kleinen Fehler.

Neben der Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Werten über einer bestimmten Schwelle oder einer bestimmten Kategorie, gibt es allgemeinere Maße für die Unsicherheit. Insbesondere wenn mehr als zwei Kategorien möglich sind, sind die Shannon Entropie (Shannon 1948) und die Variabilität (Lindsay et al 2012) geeignete Maßzahlen. Die Shannon Entropie ist ein Maß für den Informationsgehalt der Prognose an einem bestimmten Ort. Eine hohe Entropie deutet darauf hin, dass alle Kategorien gleich wahrscheinlich sind und die Unsicherheit hoch ist, welche Kategorie tatsächlich richtig ist. Die Variabilität ist die Wahrscheinlichkeit, dass die wahrscheinlichste Kategorie nicht auftritt.

2.4 Validierung

Die Validierung von Modellen ist der Prozess, bei dem ein Modell auf seine Fähigkeit geprüft wird, richtige und präzise Vorhersagen zu machen. Es handelt

sich um einen kritischen Schritt im Modellierungsprozess, der sicherstellt, dass das Modell die Verhältnisse gut beschreibt und nicht nur auf die Trainingsdaten passt.

Optische Validierung bezieht sich auf die visuelle Überprüfung der Ergebnisse des geostatistischen Modells. Dies kann beinhalten, dass die Schichtverläufe plausibilisiert werden, indem sie mit den tatsächlichen geologischen Bedingungen verglichen werden. Auch der Vergleich mit nicht in der Simulation einbezogenen Bohrungen kann Teil der optischen Validierung sein, um sicherzustellen, dass die Vorhersagen des Modells mit den tatsächlichen Beobachtungen übereinstimmen.

Die statistische Validierung dient der Prüfung, ob die statistischen Eigenschaften der Eingangsdaten vom Modell reproduziert werden können. Dafür können beispielsweise Histogramme und Semivariogramme aus den Modelldaten berechnet werden. Zeigen sich Abweichungen zwischen den Eingangsdaten und den Modelldaten, kann das ein Hinweis auf fehlerhafte Parameter geben.

Bei der Kreuzvalidierung wird ein Teil der Daten für die Validierung und ein anderer Teil für die Modellberechnung verwendet. Bei der Leave-One-Out-Kreuzvalidierung (LOOCV) wird für jeden Datensatz eine Vorhersage ohne diesen Datensatz berechnet. Bei der K-fach-Kreuzvalidierung (KCV) wird der Datensatz in K Gruppen aufgeteilt, wobei jede Gruppe als Test-Set verwendet wird, während die verbleibenden Gruppe für die Berechnung verwendet werden. Die Auswertung erfolgt durch die Verwendung von Diagrammen wie dem Fehlerdiagramm oder dem Wahrscheinlichkeitsintervallbreite-Diagramm, um die Genauigkeit und Zuverlässigkeit des geostatistischen Modells zu bewerten.

Insgesamt ist die Validierung von Modellen ein wichtiger Schritt, um sicherzustellen, dass ein Modell nützliche und genaue Vorhersagen treffen kann, wenn es auf neue Daten angewendet wird.

3 Fallbeispiele

3.1 Fallbeispiel 1: Drucksondierungen

In Witty et al. (2023b) wurden 7 Drucksondierungen verwendet, um zwei SGSIM und SISIM zu vergleichen. Die Drucksondierungen wurden in alluvialen Ablagerungen im Alpenvorland durchgeführt. Zunächst wurde mit dem Verfahren nach Robertson (2010) aus den Daten der Drucksondierung der Bodenverhaltenstypindex (SBT Index) berechnet. Bei der einen Simulationsmethode SGSIM

wurden die Daten in eine Normalverteilung transformiert und simuliert. Für die SISIM werden die Daten in diskrete Wertebereiche gegliedert und die Schwellwerte simuliert. Abbildung 3-1 zeigt eine Simulation mit SGSIM.

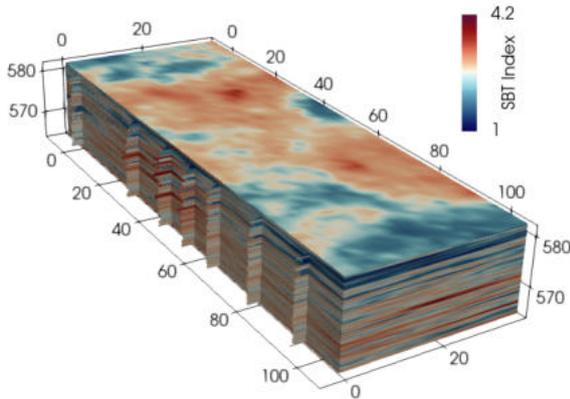


Abbildung 3-1: Einzelne Simulation, berechnet mit SGSIM (verändert nach Witty et al. 2023b).

An den Orten, an denen Daten verfügbar sind, werden die CPT-Ergebnisse zugewiesen. Das SGSIM-Modell erzeugt sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung sanfte Übergänge. Die in horizontaler Richtung berechneten Semivariogramme der Simulationen sind in Abbildung 3-2 dargestellt. Ein niedrigerer Schwellenwert einzelner Simulationen deutet auf eine höhere horizontale Autokorrelation hin als in den Eingangsdaten. Insgesamt ist die Abweichung als akzeptable zu bewerten. Auch die Fluktuationen in Bezug auf den Schwellenwert sind nicht unbedingt eine Schwäche der sequenziellen Simulationsmethoden, sondern entsprechen dem begrenzten und unsicheren Wissen über die wahren Verhältnisse.

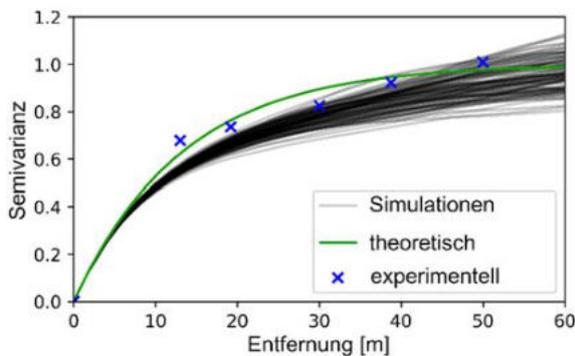


Abbildung 3-2: Semivariogramme in horizontaler Richtung (SGSIM) (verändert nach Witty et al. 2023b).

Neben der Überprüfung der Plausibilität der Realisierungen und der Reproduktion der Eingabeparameter wurde eine sogenannte Leave-One-Out-Cross-Validation (LOOCV) durchgeführt. Bei dieser Methode

musste das Modell für jedes der sieben CPTs 100 Mal berechnet werden. Bei jeder Berechnung wird ein CPT ausgelassen und die Simulationsergebnisse an der entsprechenden Stelle mit den gemessenen CPT-Daten verglichen (siehe z. B. Abbildung 3-3). Der Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung. Die Unsicherheit der Prognose im oberen Bereich ist groß, während im unteren Bereich der Fehler klein und die Präzision der Prognose hoch ist.

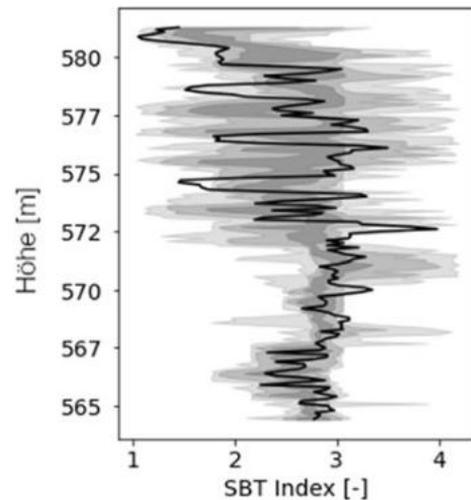


Abbildung 3-3: Leave-One-Out-Cross-Validation (LOOCV) Beispiel bei 55 m in SISIM Modell (schwarze Linie: ausgeschlossene Testdaten, dunkel grau: 50 %, grau: 90%, schwach grau: 100 % Wahrscheinlichkeitsintervall) (Witty et al. 2023b).

Damit die Prognose zuverlässig ist, muss geprüft werden, ob das Wahrscheinlichkeitsintervall (WI) die wahren Werte abdeckt. Das Fehlerdiagramm in Abbildung 3-4 zeigt den Anteil der wahren Werte in jedem Wahrscheinlichkeitsintervall. Im Idealfall sollten alle Validierungsdaten auf der orangenen Linie liegen: So sollte beispielsweise ein WI von 90 % etwa 90 % der Validierungsdaten abdecken.

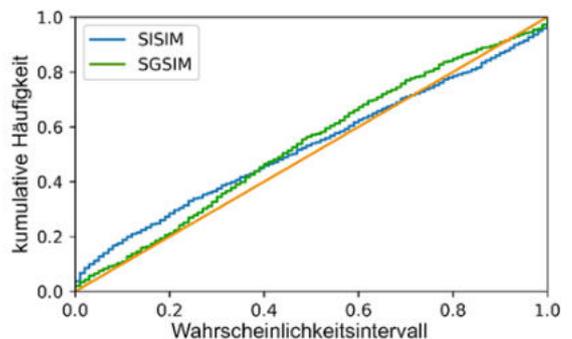


Abbildung 3-4: Fehlerdiagramm (Witty et al. 2023b).

Die erhaltenen Verteilungen zeigen, dass die vorhergesagten WI zuverlässig sind. Bei SGSIM überschreiten nur 3 % der Werte den maximalen und 2 %

den minimalen vorhergesagten Wert. Werte, die den vorhergesagten Bereich überschreiten, resultieren z.B. aus plötzlichen Schichtwechseln. Etwa 4 % der wahren Werte liegen über und 3,5 % unter dem vorhergesagten Bereich von SISIM. Bei SISIM konnten mehr Ausreißer nicht simuliert werden und die Fehlerhäufigkeit in den untersten 10 Intervallen übersteigt den erwarteten Durchschnitt pro Intervall.

Um die Präzision der Vorhersage zu beurteilen, wird die mittlere Breite der WI in Abbildung 3-5 dargestellt.

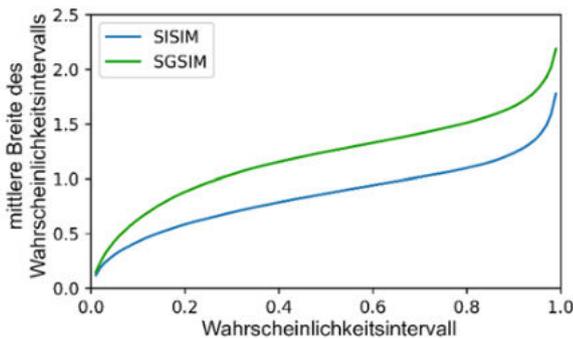


Abbildung 3-5: Wahrscheinlichkeitsintervallbreite (verändert nach Witty et al. 2023b).

Abbildung 3-5 zeigt das WI-Breiten-Diagramm, dass die Präzision von SISIM höher ist (weniger Streuung) als die von SGSIM.

3.2 Fallbeispiel 2: Baugrund München

Der Untergrund in der Region München setzt sich aus miozänen und pleistozänen Formationen zusammen, die aus fein- bis grobkörnigen Sedimenten bestehen. Im Miozän wurde Erosionsschutt aus den Alpen im Molassebecken vom Bodensee bis zum Wiener Becken abgelagert. Die Obere Süßwassermolasse wurde in einem lakustrischen und limnischen Milieu abgelagert. Erodierendes Material aus der Böhmisches Masse trägt zum typischen Glimmergehalt der Sande bei. Bei diesen miozänen Ablagerungen können zwei Hauptfazies unterschieden werden: (1) fluvial abgelagerte Sande und (2) in stehenden Gewässern abgelagerte Tone. Während der Vergletscherung der Alpen im Pleistozän wurden über 100 Meter der Molassesedimente durch Gletscher und Schmelzwasser erodiert und große Mengen an Schotter in die periglaziale Region Münchens transportiert. Dies führte zur Bildung der so genannten Münchner (3) Schotterebene.

Die koexistierende Sedimentation von Sanden und Tonen hat keine eindeutige geologische Körpergeometrie, daher sind indikatorbasierte Interpolations- und Simulationsmethoden geeignet (Pyrzcz und Deutsch 2014). Dieses Indikatorschema wird für die

quartären Kiese nicht verwendet. SISIM ist ungeeignet, um Grenzflächen wie Verwerfungen oder Erosionsdiskordanzen zu simulieren, da der SISIM-Algorithmus Linsen oder beispielsweise die ältere Schicht innerhalb der jüngeren Schicht erzeugt (Deutsch und Journel 1997). Daher wird die Erosion besser als eine Schicht dargestellt, deren Grenzfläche eindeutig identifiziert werden kann. Eine 2,5D-SGSIM der Erosionsoberfläche wurde wie bei der in der ersten Fallstudie beschriebenen SGSIM-Methode berechnet, mit dem Unterschied, dass die Variable nicht der CPT-Wert ist, sondern die Höhe der in jedem Bohrloch identifizierten Erosionsdiskordanz. Jede Simulation wird in 3D umgewandelt, indem das Gitter oberhalb und unterhalb der Erosionsfläche klassifiziert wird.

Der GSLIB-Algorithmus SISIM_LM (siehe Deutsch und Journel 1997) wurde zur Durchführung der Indikatorsimulation für miozänen Sand und Ton verwendet, um die Unsicherheit zu quantifizieren und das wahrscheinlichste Modell zu bestimmen. Der SISIM_LM-Algorithmus erlaubt die Einbeziehung eines räumlich variablen Mittelwertes als a-priori Information. Ähnlich wie bei der Ordinary Kriging Methode wurde dieser Mittelwert aus allen Bohrungen im Modellgebiet über die vertikale Achse berechnet. Der Mittelwert ist in horizontaler Richtung konstant und variiert in vertikaler Richtung. Am Standort einer geplanten U-Bahn-Station in München wurden eine Baugrunderkundung durchgeführt. 23 Bohrkernbeschreibungen wurden zur Berechnung eines probabilistischen 3D-Modells verwendet. Einhundert SGSIM- und SISIM_LM-Simulationen wurden auf einem Gitter mit einer konstanten Voxelgröße von 10 m x 10 m x 0,5 m berechnet.

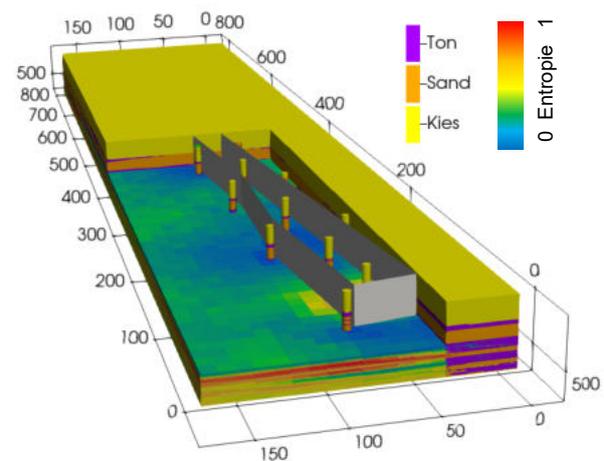


Abbildung 3-6: Baugrundmodell im Bereich München (Entropie und Bodenschichten, verändert nach Witty et al. 2023a).

Abbildung 3-6 zeigt eine 3D-Visualisierung des Modells, die Bohrlöcher und die Baugrubenumschließung. Die Abbildung zeigt die wahrscheinlichste Bodenart und liefert auch eine Prognose zur Unsicherheit (Entropie, siehe Witty et al. 2023a).

Das Modell wird zur Verbesserung der Planung der Baugrubenumschließung verwendet. Es ermöglicht die Erkennung von Fenstern in den Tonschichten und die Bewertung des Risikos eines Wassereintrags in die Baugrube. Es hilft auch bei der Planung zusätzlicher Untersuchungen, Massenermittlungen, probabilistischer statischer Nachweise und der Optimierung des Entwurfs.

4 Schlussfolgerungen

Die Quantifizierung der räumlichen 3D-Unsicherheit ist in der Geotechnik nicht üblich, was unter anderem an teurer oder komplexer geowissenschaftlicher Software, mangelnder Ausbildung und fehlenden detaillierten Richtlinien liegt. Informationen über die Unsicherheit der Vorhersage bezüglich des Baugrundaufbaus und seiner Eigenschaften sind für die Planung, den Entwurf und die Ausführung von Bauvorhaben ebenso wichtig wie die Vorhersage selbst. Die typische Darstellung und Interpolation von Baugrundschnitten ist für die Quantifizierung und Darstellung von Unsicherheiten nicht geeignet und schränkt somit die Risikobewertungsanalyse jedes Infrastrukturprojekts ein.

Die Simulationsverfahren beruhen auf der Schätzung von Semivariogrammodellen und zugehörigen Parametern, die erfahrungsgemäß zu unterschiedlichen Modellprognosen führen können. Es wird erwartet, dass eine Erhöhung der Anzahl der Simulationen (in dieser Studie wurden nur 100 verwendet) die Anzahl der Ausreißer verringert und somit zu einer zuverlässigeren Modellvorhersage führt. Die Anpassung der Simulationsparameter ist eine weitere Möglichkeit, die Richtigkeit und Präzision zu erhöhen. Die Änderung des Schwellenwertes für SGSIM in der ersten Fallstudie (z. B. auf 0,2) minimiert beispielsweise den MSE, erhöht aber die Anzahl der Ausreißer. Eine weitere Optimierung der Eingabeparameter (z.B. Anzahl der Gruppen) könnte den Fehler für SISIM in den unteren Intervallen verringern, könnte aber den MSE der Vorhersage erhöhen. SISIM hat in der Regel einen niedrigeren MSE und eine höhere Genauigkeit als SGSIM, aber die höhere Genauigkeit führt zu mehr Ausreißern. SGSIM reproduziert das eingegebene Semivariogrammmodell gut, während SISIM eine höhere horizontale Kontinuität erzwingt. Daher kann SISIM bei Bodenverhältnissen von Vorteil sein, bei denen die Daten keiner uni-

modalen Verteilung folgen oder bei denen die Heterogenität stark an horizontale Schichten gebunden ist.

Die Generierung und Validierung von bedingten Simulationen (Zufallsfelder) ist eine wichtige Voraussetzung für die Random-Finite-Elemente-Methode. In zukünftigen Arbeiten soll die Anwendung der hier verglichenen Methoden für Hangstabilitäts- und Fragen der Gebrauchstauglichkeit untersucht werden.

Literaturverzeichnis

- Deutsch, C & Journel, A. (1997): *GSLIB Geostatistical Software Library and User's Guide*. Oxford University Press, New York.
- Lindsay, M.; Aillères, L.; Jessell, M.; Kemp, E. & Betts, P. (2012): Locating and quantifying geological uncertainty in three-dimensional models: Analysis of the Gippsland Basin, southeastern Australia, *Tectonophysics*, 546-547.
- Pyrzc, M. & Deutsch, C. (2014) *Geostatistical reservoir modeling*. Oxford University Press, New York.
- Sanchez, S., & Deutsch, C.V. (2022). *Domain Delimitation with Radial Basis Functions*. In J. L. Deutsch (Ed.), *Geostatistics Lessons*. Retrieved from <http://www.geostatisticslessons.com/lessons/implicitrbf>
- Robertson, P.K. (2010). *Soil behaviour type from the CPT: An update*. Proc. of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA.
- Shannon, C. E. (1948): *A Mathematical Theory of Communication*. Bell System Technical Journal, 379–423
- Witty A.; Peña Olarte A. & Cudmani R. (2022): *Probabilistische Baugrundmodellierung für BIM unter Berücksichtigung der Unsicherheiten im Baugrundaufbau und den Bodeneigenschaften - Konzept und Beispiele*. 13. Kolloquium Bauen in Boden und Fels - Februar 2022, 51-59
- Witty A.; Peña Olarte A. & Cudmani R. (2023a): *Application of Geostatistical Sequential Simulation Methods for Probabilistic 3D Subsoil Modelling and Uncertainty Quantification - Concept and Examples*. Geo-Congress - March 2023.
- Witty A.; Peña Olarte A. & Cudmani R. (2023b): *Comparison of Gaussian and Indicator based Sequential Simulation Methods for 3D spatial Uncertainty Quantification in Subsoil Modelling using Cone Penetration Tests*. Geo-Risk - July 2023.



Versagens- und Überlastfälle an Steinschlagschutzzäunen: eine umfassende Studie zu Ursachen und Wahrscheinlichkeiten im DACH-Raum und Trefferpositionen in Feldversuchen

V. E. Mastrojiannis, Baugeologisches Büro Bauer, München; E. Gröner, Geobrugg AG, Romanshorn, Schweiz; Prof. Dr. M. Krautblatter, Technische Universität München

Seit den 1980er Jahren wurden im DACH-Raum mehrere hundert Kilometer Steinschlagbarrieren errichtet. Durch den Ausbau der Infrastruktur in Bergregionen ist die ordnungsgemäße Funktion von Steinschlagschutzzäunen von entscheidender Bedeutung geworden. Basierend auf der Veröffentlichung von Proske (2020) haben wir systematisch Versagensdaten erhoben, diese mit probabilistischen Methoden analysiert und Bemessungsfälle sowie Ausfall- und Überlastfälle von Steinschlagschutzzäunen ausgewertet. Wir berechnen erstmalig in der DACH-Region die Eintrittswahrscheinlichkeit einer Versagensart. Versagens- und Überlastfälle werden hauptsächlich hinsichtlich ihrer Ursachen, Häufigkeit und Eintrittswahrscheinlichkeit analysiert. Hierzu werden alle verfügbaren Daten aus dem DACH-Raum systematisch ausgewertet. Die Überlastfälle zeigten eine höhere Eintrittswahrscheinlichkeit als die Versagensfälle. Letzteres war jedoch vor allem auf größere Massenbewegungen wie Murgänge, unzureichende Dimensionierung der Schutzzäune und bauliche Probleme zurückzuführen. Darüber hinaus werden In-situ-Tests am Flüela-Pass hinsichtlich der Trefferpositionen zweier unterschiedlich geformter Testkörper entlang der Barriere sowie innerhalb jedes Barrierenfeldes ausgewertet und mit der Datenbank abgeglichen. Wir konnten eine Normalverteilung bei gleichmäßig geformten Körpern hinsichtlich ihrer Aufprallpositionen sowohl entlang der Barriere als auch innerhalb der Felder beobachten, während die Verteilung bei scheibenförmigen Körpern zufällig zu sein scheint. Dabei spielen die Morphologie des Geländes, die Masse und die Form der Testobjekte eine entscheidende Rolle. Hier präsentieren wir eine der ersten umfassenden Studien zum Versagen von Steinschlagschutzzäunen und den damit verbundenen Ursachen und Wahrscheinlichkeiten in der DACH-Region.

1 Einleitung

Durch die steigende Erdbevölkerung und die industrielle und technische Entwicklung wurden immer mehr Erdregionen besiedelt. Besonders durch die zunehmende infrastrukturelle Belastung und den Ausbau von Transport- und Verkehrswegen in reliefbetonten Regionen wurden Hangbewegungsprozesse immer stärker wahrgenommen (Moser et al. 2020). Darüber hinaus spielte die zunehmende Abholzung bzw. Reduzierung der bestehenden Vegetation eine bedeutende Rolle (Davies 2015). Folglich hat sich weniger die Häufigkeit von Hangbewegungsereignissen verändert, sondern viel mehr ihr Gefährdungspotential (Davies 2015). Laut Petley 2010 hat selbst der Klimawandel einen deutlich geringeren Einfluss auf das Gefährdungspotential solcher Ereignisse als der Bevölkerungswachstum.

Neben dem wohl bekanntesten Hangbewegungsprozess, die Rutschung (Varnes 1978), spielen Stein- und Blockschläge, sowie Fels- und Bergstürze eine bedeutende Rolle, da sie meist plötzlich auftreten und je nach Lage ein besonders hohes Gefährdungs-

potential haben. Daher werden Steinschlagschutzzäune und Hangbewegungsereignisse an solchen im DACH-Raum betrachtet.

Ausgehend von der Veröffentlichung von Proske (2020) stellt sich die Frage, wie oft Versagens- und Überlastfälle an Steinschlagschutzzäunen auftreten. Von besonderem Interesse sind die Eintrittshäufigkeiten und -wahrscheinlichkeiten für beide dieser Fälle. Auch die Ursachen, die zum Versagen und zur Überlast geführt haben sollen genauer betrachtet werden.

In Anlehnung an die aktuelle Richtlinie EAD der EOTA (2018) werden am Flüela Pass in der Schweiz durch die Firma GEOBRUGG und dem SLF, Schrägwurfversuche durchgeführt. Sie sollen ein besseres Verständnis über das Verhalten der Sturzkörper und der Steinschlagschutzzäune liefern. Aus diesen Versuchen stellt sich die Frage wie die Treffer der Sturzkörper im Netz bzw. entlang der gesamten Barriere verteilt sind.

2 Methodik

2.1 Datenerhebung

Für die Datengrundlage wurden über mehrere Unternehmen Ereignisse an Steinschlagschutzzäunen gesammelt, die oft nahe des Bemessungswertes oder sogar darüber lagen. Somit wurden Ereignisse einer mittleren bis hohen Magnitude betrachtet.

Die Daten wurden hauptsächlich aus Fotodokumentationen abgeleitet, die von den mitwirkenden Unternehmen bereitgestellt wurden. Für jedes Ereignis wurden verschiedene Angaben aufgelistet, die sowohl gesichert als auch ungesichert/selbst interpretiert sein können. Gesicherte Daten sind von den Unternehmen direkt bereitgestellt worden oder sind eindeutig aus der Fotodokumentation erkennbar.

2.2 Systematik

Die Ereignistypen, die aus dem Datensatz hervorgingen, wurden in sieben Kategorien eingeteilt: Steinschlag, Felssturz, Murgang, Hangmure, Baumschlag, Schnee dynamisch und Schnee statisch. Es wird nicht zwischen Stein- und Blockschlag differenziert, da diese Prozesse nicht eindeutig anhand der Datengrundlage unterschieden werden können. Darüber hinaus gehen sie oft fließend ineinander über. Als Felssturz wird ein Sturzereignis erst ab einer Kubatur von $\geq 100 \text{ m}^3$ bezeichnet. Bei einer geringeren Kubatur wird der Begriff Steinschlag verwendet. Des Weiteren kann in einigen Fällen nicht deutlich zwischen einem Murgang und einer Hangmure unterschieden werden. Bei Baumschlägen treffen stürzende, kippende oder rollende/gleitende Bäume das Schutzbauwerk. Schließlich wird bei Belastung durch Schnee im Netz zwischen zwei Formen unterschieden: dynamischer und statischer Belastung. Dynamische Belastung des Netzes resultiert durch aktive, anhaltende Umlagerung von Schneemassen (z.B. Lawinen). Dabei wirkt neben der Schneelast auch die Translationsenergie der Masse auf das Schutzsystem. Statische Belastung hingegen wird nur durch Schneeauflast hervorgerufen, wie etwa bei liegendem Schnee durch starken Schneefall oder vorangegangener, abgeschlossener Umlagerung von Schneemassen.

Es können mehrere Ereignisse gleichzeitig oder zeitversetzt auftreten. Daher wurde in den Ereignissen zwischen Ereignissen, die eine Leiteinwirkung und Ereignissen, die eine Nebeneinwirkung auf das Bauwerk haben. Als Leiteinwirkung wurde die hauptsächlichliche Einwirkung bzw. Energieeintrag und Belastung des Schutzbauwerks definiert. Sie trägt am meisten zur Systemausnutzung bei. Nebeneinwirkung hingegen leistet kaum oder keinen Beitrag zur Systemausnutzung.

Die Systemausnutzung beschreibt den Grad der Ausschöpfung der Energieaufnahmekapazität eines

Schutzbauwerks. Dazu wurde eine Einteilung erstellt, die in Tabelle 2-1 beschrieben ist. Es ist zu beachten, dass die Begriffe „Teil- und Systemversagen“ auf die Systemausnutzung bezogen ist und nicht zwischen Versagen und Überlast als Prozess unterscheidet.

Tabelle 2-1: Einteilung des Systemausnutzungsgrads mit dazugehöriger Beschreibung.

Systemausnutzung	Beschreibung
unbedeutend	Steine/Material im Netz, kaum ausgebaucht
gering	Steine/Material im Netz, ausgebaucht
mittel	zusätzlich Bremsen aktiviert
stark	zusätzlich Netz stark deformiert
sehr stark	zusätzlich Bauteile beschädigt oder versagt
Teilversagen	Schutzziel teilweise erfüllt
Systemversagen	Schutzziel nicht erfüllt

Erfüllt ein Schutzbauwerk nicht sein Schutzziel, wird zwischen Versagen und Überlast unterschieden. Von einer Überlast ist die Rede, wenn das Schutzbauwerk sein Schutzziel nicht erfüllt, da die Energie des eingetroffenen Ereignisses über dem Bemessungswert des Bauwerks liegt. Beim Versagen hingegen, ist die Energie des eingetroffenen Ereignisses unter dem Bemessungswert des Schutzbauwerks.

Tabelle 2-2: Einteilung der Feldtypen mit Abkürzungen Anmerkungen.

Feldtypen	
Bezeichnung	Bemerkung
Einfeld	Einfeldsystem
Zweifeld	Zweifeldsystem
Mittelfeld	muss nicht direkt mittig sein, darf aber kein Randfeld sein
Randfeld	randliches Feld bei Systemen mit ≥ 3 Feldern

Die Feldtypen wurden gemäß Tabelle 2-2 eingeteilt. Als Treffer gelten eindeutige und nur punktuelle Einschläge von Blöcken, Steinen oder Bäumen im Bauwerk. Bei den Treffern ist der Feldtyp bzw. Art des Einschlagfeldes und der Einschlagpunkt von großer Bedeutung. Daher werden nur Treffer in die Datengrundlage aufgenommen, die eindeutig in der Fotodokumentation erkennbar sind, wie etwa durch einen punktuellen Ausbauchung oder einen Durchschuss im Netz.



Die Einschlagpunkte bzw. Trefferpositionen sind in Abbildung 2-2 dargestellt. Die gelben Felder stellen das Netz in Frontansicht dar. Die grauen Felder sind als Stützen anzusehen und die 0 Positionen sind Blöcke, die das Schutzbauwerk verfehlt haben. Darüber hinaus wurden im Rahmen der in-situ Versuche am Flüela Pass die Felder der Schutzbarriere in Frontansicht von links nach rechts von 1 bis 6 durchnummeriert.

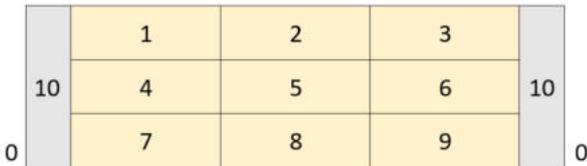


Abbildung 2-1: Schematische Darstellung der Felderteilung.

2.3 Statistische Methoden

Für die statistischen Berechnungen sowie für die deskriptive Statistik wurden die Programme R, Version 4.1.1 2021.09.0 Build 351© 2009-2021 RStudio, PBC und Excel, Version Microsoft Office 16 © Microsoft Corporation verwendet.

2.3.1 Beobachtete Häufigkeiten

Als beobachtete Versagens-, Überlast- und Bemessungsfallhäufigkeit werden die Häufigkeiten definiert, die aus den Ereignissen der gesammelten Datengrundlage direkt resultieren und sich auf die Grundgesamtheit beziehen.

Die beobachtete Versagens- bzw. Überlasthäufigkeit wird in dieser Arbeit als prozentueller und exponentieller Anteil der Versagens- bzw. Überlastfälle der Ereignisse D-A-CH nach Spaethe (1992) berechnet.

Für Ermittlung der potenziell betroffenen Strecke im Zeitraum von 20 Jahren, wird die Annahme getroffen, dass 1/10 aller dokumentierten Steinschlagereignisse im D-A-CH-Raum erfasst wurden. Die Berechnung der betroffenen Kilometeranzahl basierend auf den Ereignissen der Datenbank wird um den Faktor 10 multipliziert und auf einen geschätzten Gesamtverbau von 626 km bezogen.

2.3.2 Berechnete Wahrscheinlichkeiten

Die berechnete Wahrscheinlichkeiten beziehen sich auf ein einzelnes Bauwerk analog zu Proske (2020). Allerdings wird die Häufigkeit nicht jährlich berechnet, sondern im Zeitraum von 20 Jahren.

Die berechnete Versagens- und Überlastwahrscheinlichkeit werden mit der Software R generiert. Die Wahrscheinlichkeiten wurden mit Hilfe einer Monte Carlo Simulation berechnet.

Um die beobachtete Versagenshäufigkeit graphisch darzustellen, werden mit truncnorm 1000 Zahlen, basierend auf die Ereignisse der Datenbank, generiert mit der Standardabweichung, die aus der MC-Simulation resultiert. Dadurch ergibt sich ein Datensatz der beobachteten Versagenshäufigkeit mit normalverteilten Daten, die mit Angaben zur Wahrscheinlichkeit und Wahrscheinlichkeitsdichte graphisch dargestellt werden können.

2.4 Feldversuche

Die in-situ Versuche, die in dieser Arbeit untersucht werden, sind in Caviezel & Sanchez (2020) beschrieben und an die EAD angelehnt. Sie wurden an der Chant Sura Versuchsanlage am Flüela-Pass, durch die Firma Geobru gg durchgeführt. Es wurden insgesamt 3 Versuchsreihen mit insgesamt 30 Versuchen durchgeführt. Davon konnten 25 Versuche für die Arbeit verwendet werden. Als Testkörper wurden 840, 2600 und 3200 kg schwere würfel- (Equant, 111) und scheibenförmige (Wheel, 221) Körper verwendet, die an der EAD angelehnt sind (Lanter et al. 2021). Bei der Barriere handelt es sich um eine 5 m hohe und 60 m lange, flexible Barriere (Steinschlagschutzzaun) mit 6 Feldern, die analog Kap. 2.2 nummeriert sind (Lanter et al. 2021).

3 Eintrittshäufigkeiten & -wahrscheinlichkeiten

Die Versagens- und Überlastwahrscheinlichkeiten basieren auf einer Monte Carlo Simulation. Sie gehen also für die Berechnung der Wahrscheinlichkeit von der beobachteten Häufigkeit aus und nicht von zusätzlichen Einflussfaktoren, beispielsweise bauliche Faktoren oder Stahl- und Drahteigenschaften der Konstruktion. Solche Faktoren können jedoch zusätzlich durch numerische Modelle miteinbezogen werden.

3.1 Überlastfälle

Anhand der Daten wurden 18 Überlastfälle an Steinschlagschutzzäunen festgestellt. Daraus geht hervor, dass die meisten Überlastfälle tatsächlich durch Steinschläge, bzw. punktuelle Einschläge verursacht wurden. Ferner jedoch auch durch dynamische Schneebelastung des Schutzbauwerks, wie etwa durch Lawinen oder Schneerutsch, seltener durch Baumschlag sowie Felssturz bzw. Murgänge.

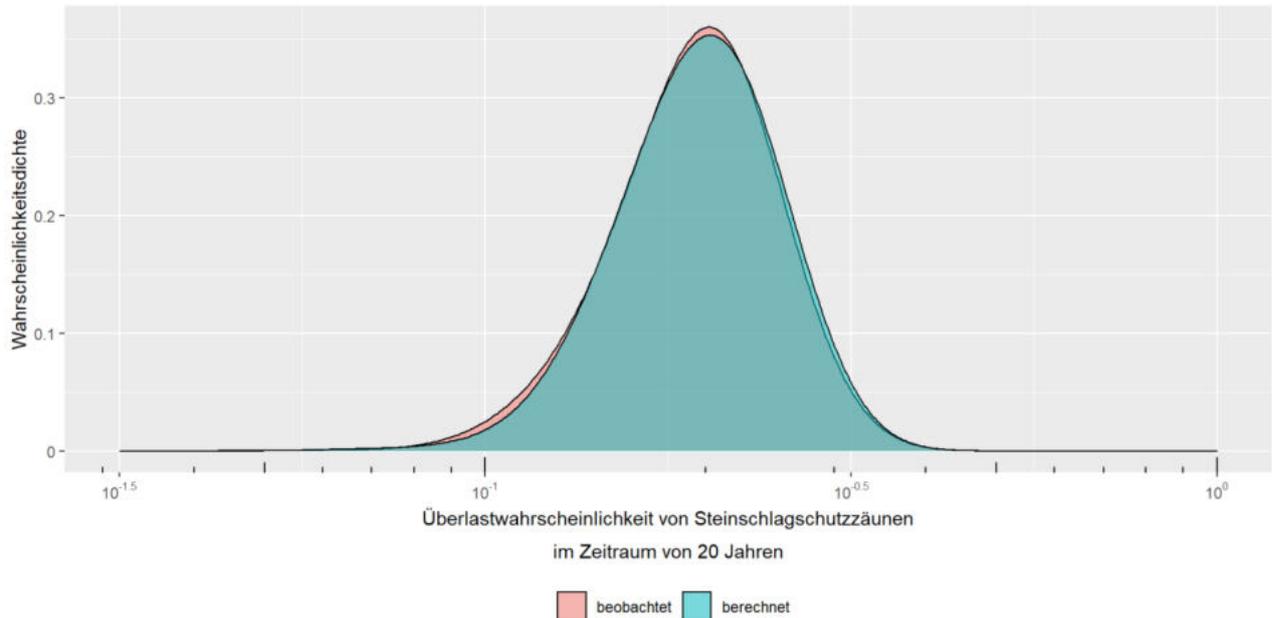


Abbildung 3-1: Beobachtete Überlasthäufigkeit und berechnete Überlastwahrscheinlichkeit.

Die eingetroffenen Überlastereignisse haben im Bezug zum gesamten Datensatz (91 Ereignisse) eine beobachtete Überlasthäufigkeit von rund 20% bzw. $10^{-0,7}$ im Zeitraum von 20 Jahren.

Wird die betroffene Länge der Schutzzäune betrachtet, so resultiert eine Strecke von ca. 193 Laufmetern bei 626 km verbautem Steinschlagschutznetz im D-A-CH-Raum insgesamt. Geht man der Annahme nach, dass es sich bei den Ereignissen der Datenbank um 1/10 aller Ereignisse der drei Länder insgesamt handelt, beträgt die betroffene Strecke das 10-fache. Somit kann man in einem Zeitraum von 20

Jahren mit Überlastereignissen auf einer Strecke von 308,5 bzw. ca. 309 m pro 100.000 m bzw. 0,3 km pro 100 km rechnen.

Die maximale Wahrscheinlichkeitsdichte der berechneten Überlastwahrscheinlichkeit (Abbildung 3-1, in blau dargestellt) liegt bei $10^{-0,69}$.

3.2 Versagensfälle

Die identifizierten Versagensfälle belaufen sich auf 6 Ereignisse im Zeitraum von 20 Jahren. Die daran beteiligten Prozessarten setzen sich zur Hälfte aus

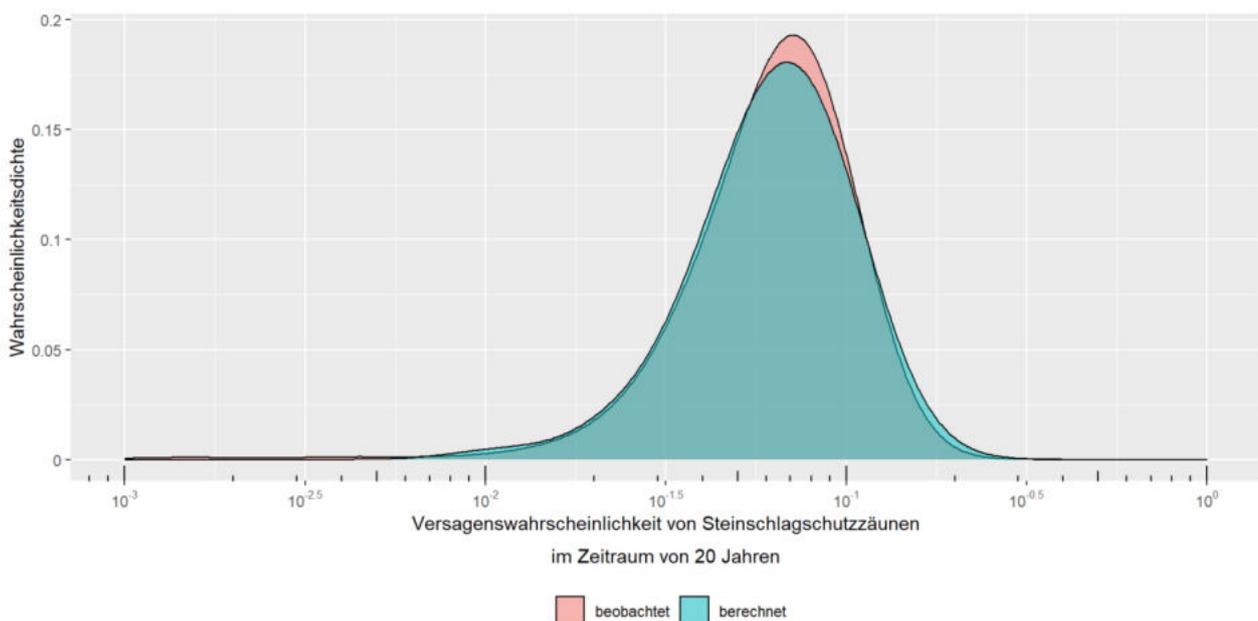


Abbildung 3-2: Beobachtete Versagenhäufigkeit und berechnete Versagenswahrscheinlichkeit.



Sturzereignissen zusammen (Steinschlag und Felssturz) und zur anderen Hälfte aus Murereignissen (Hangmure und Murgang). Tendenziell konnte beobachtet werden, dass bei Versagensfällen größere Bereiche der Schutzzaune betroffen waren.

Die beobachteten Versagensursachen waren, im Gegensatz zu den Überlastfällen, einerseits baulicher Natur, hauptsächlich jedoch der Dimensionierung des Schutzzauns (z.B. für geringere Massen, andere Prozesse oder Sprunghöhen ausgelegt) geschuldet.

Für Versagensfälle konnte eine beobachtete Versagenshäufigkeit von 6,52% bzw. $10^{-1,18}$ im Zeitraum von 20 Jahren errechnet werden. Die betroffene Strecke beträgt 86,5 m. Analog zu Kap. 3.1 ist in einem Zeitraum von 20 Jahren mit 138,18 m an Versagensfällen pro 100 km Verbau zu rechnen.

Die maximale Wahrscheinlichkeitsdichte der Versagenswahrscheinlichkeit beträgt $10^{-1,19}$ (Abbildung 3-2, blaue Kurve).

3.3 Bemessungsfälle

Die Bemessungsfälle stellen einen Großteil der Ereignisse dar. Kleinere Ereignisse wurden nicht mit aufgenommen, da sie in keinem der drei Länder ausreichend dokumentiert wurden.

Aus der Datengrundlage geht hervor, dass auf einer Länge von ca. 614,6 Laufmeter bei insgesamt 626 km Verbau Bemessungsfälle eingetroffen sind. Analog zu Kap. 3.1 und Kap. 3.2 kann somit bei einer Dauer von 20 Jahren erwartet werden, dass 982 m pro 100.000 m bzw. ca. 1 km pro 100 km Schutzverbau von Bemessungsereignissen betroffen ist. Die Ausnutzung des Systems kann unterschiedlich ausfallen und reicht von unbedeutend bis hin zum Teilversagen des Systems.

4 Trefferpositionen resultierend aus den Feldversuchen

Die Körperform spielt eine bedeutende Rolle für die Einschlagpunkte. Die räumliche Verteilung der Einschläge entlang der Barriere ähnelt bei den Versuchen mit dem Equant (gleichmäßiger Körper) einer Normalverteilung. Die meisten Treffer sind in der Mitte der Barriere konzentriert. Sie wurde kein Mal verfehlt. Das ist vermutlich auf die gleichmäßige Morphologie des Testgeländes zurückzuführen.

Die Versuche mit dem Wheel (scheibenförmiger Körper) scheinen eine willkürliche räumliche Verteilung zu haben. Bei dieser Körperform wird die Barriere 5-mal seitlich verfehlt. Dieser Fall tritt nur bei den mittelschweren Körpern auf.

Diese Körperform besitzt eine stark ausgeprägte Rotationsachse, die sich mit zunehmender Rotationsgeschwindigkeit parallel zum Untergrund stellt. Wenn sich die Körper aufstellen, scheinen sie gerade

Trajektorien entlang weiten, offenen Hänge zu folgen. Die Körper folgen nicht zwangsweise dem steilsten Weg, wie etwa Murgänge, sodass sie nicht Gerinnen oder Unebenheiten folgen und somit eine größere laterale Ausweitung erreichen (Caviezel et al. 2021).

Innerhalb aller Felder entlang der Barriere landete der Großteil der Treffer im unteren Bereich zwischen Position 7 bis 9. Ein Treffer landete in der Mitte des Feldes auf Position 5.

Werden alle Einschlagpunkte im Netz betrachtet, wird deutlich, dass die meisten Einschläge im unteren Bereich des Netzes konzentriert sind. Einschlagpunkt Nr. 8 mittig im unteren Bereich des Netzes wird besonders häufig getroffen.

5 Zusammenfassung

Aus den Ergebnissen kann geschlossen werden, dass die Morphologie des Geländes die Trefferposition und Sprunghöhe der Sturzkörper beeinflusst. Darüber hinaus kann sie eine bestimmte Richtung angeben, die Sturzkörper bevorzugt einschlagen. Die Körperform hingegen spielt eine wesentliche Rolle bei der lateralen Ausbreitung und somit bei der Länge der Barriere. Auch zukünftig werden Versuche zur lateralen Ausbreitung sicherlich relevant sein für die weitere Optimierung von Steinschlagsimulationen. Kleinere Körper, wie Baumstämme, können schon bei geringeren Energien zu Überlast führen, daher sollten auch diese Fälle weiter untersucht werden.

Überlastfälle kommen laut Datengrundlage häufiger als Versagensfälle vor. In einem Zeitraum von 20 Jahren ist mit einem betroffenen Bereich von 0,3 km pro 100 km zu rechnen. Es wurde eine Wahrscheinlichkeit von $10^{-0,69}$ berechnet. Im Hinblick auf Versagensfälle ist jedoch mit ca. 0,1 km pro 100 km Verbau zu rechnen. Die berechnete Wahrscheinlichkeit liegt hier bei $10^{-1,19}$.

Die Versagens- und Überlastwahrscheinlichkeiten sind repräsentativ für den Fall, dass ein Steinschlag-schutzzaun von einem größeren Ereignis getroffen wird. Das Risiko eines Versagens bzw. einer Überlast variiert von Fall zu Fall, da es auf das jeweilige Schadenspotenzial basiert.

Beide dieser Fälle kommen deutlich häufiger als in Proske (2020) beschriebene Bauwerke. Daher sollte zukünftig versucht werden die Datenbank auch im Hinblick auf kleinere Ereignisse auszuweiten und erneut die Häufigkeiten und Wahrscheinlichkeiten berechnen.

Versagensfälle treten auf Grundlage der Datenbasis durch die falsche Dimensionierung des Zauns, bauliche Mängel und die Auslegung der Schutzbauwerke auf andere Prozesse auf. Überlastfälle hingegen resultieren hauptsächlich aus Steinschlägen und dynamischer Schneelast.



Es ist essenziell weitere Erkenntnisse über das Verhalten der Sturzkörper unter natürlichen Bedingungen zu erlangen, um Simulationen weiter optimieren zu können und damit einhergehend, die Leistung der Barrieren zu steigern. Allgemein wäre eine Erweiterung der Datenbank für präzisere Ergebnisse wünschenswert.

Literaturverzeichnis

- Caviezel, A. & Sanchez, M. (2020): Full-scale Testing of Rockfall Nets in Real Terrain - Results of tests at Chant Sura: 13th September and 4th October, 2019. – in WSL Berichte. – Birmensdorf (Eidg. Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL).
- Caviezel, A., Ringenbach, A., Demmel, S., Dinneen, C., Krebs, N., Bühler, Y., Christen, M., Meyrat, G., Stoffel, A. & Hafner, E. (2021): The relevance of rock shape over mass—implications for rockfall hazard assessments. – in Nature communications 12(1). – 1-9 S.
- Davies, T. (2015): Landslide hazards, risks, and disasters: introduction. Landslide Hazards, Risks and Disasters. – 1-16 S.; Elsevier.
- EOTA (2018): EAD 340059-00-0106 Falling rock protection kits. – 28 S.
- Lanter, A., Eicher, M., Diemer, M. & Gröner, E. (2021): Additional Rockfall Test - Additional To EAD. – unveröffentlicht, GEOBRUGG.
- Moser, M., Lotter, M., Glawe, U., Ehret, D., Krautblatter, M. & Rohn, J. (2020): Hanginstabilitäten der Alpen im System „Hart auf Weich“ - Messtechnische Überwachung - Bewegungsmechanismus - Gefahrenpotenziale. – Springer.
- Petley, D. (2010): On the impact of climate change and population growth on the occurrence of fatal landslides South, East and SE Asia. – in Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology 43(4). – 487-496 S.
- Proske, D. (2020): Erweiterter Vergleich der Versagenswahrscheinlichkeit und-häufigkeit von Kernkraftwerken, Brücken, Dämmen, und Tunneln. – in Bauingenieur 95(9).
- Spaethe, G. (1992): Zuverlässigkeitstheorie tragender Baukonstruktionen. Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. – 61-202 S.; Springer.
- Varnes, D. (1978): Slope movement types and processes. – Special report 176. – 11-33 S.



Taurutschungen in NE Grönland – eine Gefährdung für arktische Infrastruktur

M.Sc. Saskia Eppinger, Technische Universität München, München

M.Sc. Thomas Højland Lorentzen, Danmarks Tekniske Universitet, Lyngby, Dänemark

Prof. Dr. Thomas Ingeman-Nielsen, Danmarks Tekniske Universitet, Lyngby, Dänemark

Prof. Dr. Michael Krautblatter, Technische Universität München, München

Weite Teile der Arktis sind von Permafrost geprägt und reagieren damit besonders sensitiv auf Klimaveränderungen. Problematisch ist dabei nicht nur eine stetige Zunahme der Jahresdurchschnittstemperatur, sondern auch die Menge an organischem Kohlenstoff, die durch das zunehmende Auftauen des Permafrostes freigesetzt wird. Besonders große Mengen an Material werden dabei durch Taurutschungen mobilisiert, deren Anzahl und Ausdehnung im arktischen Raum in den letzten Jahren stark zunimmt.

Diese arktischen Taurutschungen transportieren außerordentlich viel Material in Flüsse und Meere, verändern dort den Biochemismus und setzen enormen Mengen an organischem Kohlenstoff frei. Außerdem stellen sie zunehmend auch eine Gefährdung für Infrastruktur da, da sie sich unkontrollierbar ausdehnen und ihr Verhalten bisher nur unzureichend untersucht ist.

Die Zackenberg Research Station in Grönland dient seit 1995 als eine der nördlichsten Anlaufpunkte für Monitoring- und Forschungsaktivitäten im Nordost-Grönland-Nationalpark. Die hocharktische Station besteht aus mehreren Gebäuden und ist knapp 70 m westlich des Flusses Zackenberg auf etwa 80 m ü. NN gelegen.

Auf einen Gletschersee-Ausbruch (Glacial Lake Outburst Flood, GLOF) folgt seit 2017 die Entwicklung zweier Taurutschungen vom Flussufer Richtung der Station. Um die akute Gefährdungslage für die Station abschätzen und gegebenenfalls frühzeitige Maßnahmen ergreifen zu können, die aufgrund der Abgeschiedenheit der Station außergewöhnlich langen Vorlauf benötigen, wurden im Sommer 2022 verschiedenste geophysikalische Messungen sowie eine Bohrkampagne durchgeführt. Ein besonderes Augenmerk wurde bei den Untersuchungen sowohl auf den Eisgehalt des Untergrundes wie auch auf den Salzgehalt und die Thixotropie einer marinen Tonschlufflage gelegt, die möglicherweise das Verhalten der Taurutschungen bestimmt. Auch die Geschwindigkeit der rückschreitenden Abbruchkante wurde mit Drohnenaufnahmen untersucht, um den aktuellen Aktivitätsgrad zu bestimmen und das zukünftige Verhalten besser vorhersagen zu können.

1 Einleitung

Etwa 25.000 km arktischer Küsten sind durch Permafrost geprägt (Fritz et al. 2015) und reagieren besonders sensibel auf Klimaveränderungen (Lantuit et al. 2012). Durch das Auftauen von arktischem Permafrost können große Mengen von Kohlenstoff in die Atmosphäre freigesetzt werden (Vonk et al. 2012).

Gebiete, die einen hohen Eisanteil im Sediment aufweisen, sind sehr anfällig für Erosion in Form von Thermokarst und degradationsbedingte Oberflächenstörungen. Eine typische Form des Thermokarst sind rückschreitende Taurutschungen (RTS). Dabei handelt es sich um kurzlebige, aber sich schnell entwickelnde Erscheinungen, von denen sich die meisten innerhalb von 30–50 Sommern nach ihrer Entstehung stabilisieren (French und Egginton, 1973). Bei RTS handelt es sich um einen der schnellsten Erosionsprozesse, die derzeit in periglazialen Umgebungen ablaufen (French, 2007), dabei stellen sie eine spektakuläre Form von rückschreitender thermisch bedingter Erosion dar. (French, 2007). RTS kommen

häufig in eisreichen Gletschersedimenten und feinkörnigen Diamikten vor (Van Everdingen, 1998). Ihren Ausgang nehmen RTS meist an Küsten, Flussufern oder Bachufern, von dort aus breiten sie sich schnell ins Landesinnere aus und sind für die Erosion großer Mengen an Boden und Eis an Küstenzonen und im Hinterland verantwortlich. Durch ihre hohen Erosionsgeschwindigkeiten und Materialmengen stellen sie eine ernsthafte Gefahr für die lokale Infrastruktur dar (Lantuit und Pollard, 2005; 2008).

2 Untersuchungsgebiet

Die untersuchten rückschreitenden Taurutschungen (RTS) liegen in unmittelbarer Nähe der dänischen Zackenberg Research Station (74°28' N, 20°34' W) in Nordostgrönland. Die Erforschung und Überwachung des Klimas und seiner Bedeutung für das Gebiet und den gesamten arktischen Raum begann 1996 und machte Zackenberg zu einem der am längsten laufenden Forschungsprogramme in der Arktis [www-01]. Diese Infrastruktur ist für die arktische Wissenschaftsgemeinschaft von enormem

Wert, da es sich um eine der nördlichsten Einrichtungen ihrer Art handelt, in der Ökologie, geomorphologische Prozesse sowie Klimaveränderungen- und Folgen untersucht werden und eine kontinuierliche, langfristige Überwachung dieser Bereiche ermöglicht.

Die Zackenberg Research Station ist auf einen Betrieb von 50 Jahren ausgelegt. Am Ostufer des Zackenberg-Flusses (Abb. 1) haben sich jedoch im Jahr 2017 nach einem Hochwasser, das auf einen Gletschersee-Ausbruch (GLOF) folgte, zwei rückschreitende Taurutschungen entwickelt (Tomczyk und Ewertowski, 2020), die die Stabilität der Forschungsstation gefährden. Die beiden RTS erodierten zeitweise mehrere Meter pro Jahr und sind aktuell (Sommer 2022) nur noch 20 bis 30 m von den Gebäuden 1 und 10 entfernt (siehe Abb. 2-1).

Aufgrund ihrer hohen Mobilität und der schnellen rückläufigen Erosion stellt die Existenz zweier aktiver RTS neben der Zackenberg Research Station eine ernsthafte Bedrohung für die Stabilität der Infrastruktur dar.

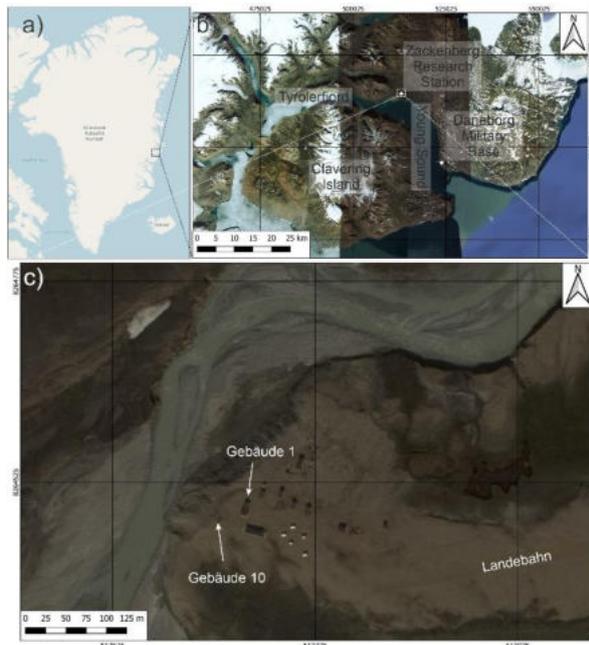


Abbildung 2-1: a) Lage des Untersuchungsgebietes in Nordostgrönland, b) Lage der Zackenberg Research Station, c) Station mit heute gefährdeten Gebäuden 1 & 10 in Relation zum Zackenberg-Fluss, Aufnahme von 2014. (Bild a: OpenStreetMap, b & c: Google Satellite Plugin for QGIS)

Die Geologie des Untersuchungsgebietes ist stark von postglazialen Prozessen geprägt, auf diamiktischen Ablagerungen aus der Weichselzeit finden sich marine Sedimente, die abgelagert wurden, als das Zackenberg-Tiefland im Zuge des Gletscherrückgangs im Young-Fjord überflutet wurde (Christiansen & Humlum 1993). Dabei handelt es sich um

marine Ton-Schluff-Wechsellagen, die einen deutlichen Salzgehalt aufweisen (Gilbert et al. 2017). Überlagert werden diese von Deltasedimenten und laminierten Sanden (Winsemann et al. 2007). Die Station selbst steht auf einer Deckschicht aus Kiesen, vermutlich handelt es sich hierbei um Ablagerungen des Zopfstromsystems des Ur-Zackenbergflusses (Gilbert et al. 2017, Miall 2010).

3 Methodik

Für die Erkundung der Taurutschungen wurde eine Kombination verschiedener sich ergänzender Methoden angewendet, die für die Anwendung in arktischer Umgebung aufgrund ihrer Robustheit hervorragend geeignet sind (Krautblatter et al, in review; Kunz et al. 2023).

Zum besseren Verständnis der lokalen Geologie unter verstärktem Augenmerk auf den Eisgehalt der jeweiligen Schichten wurde vor Ort eine detaillierte Kartierung durchgeführt, die durch Drohnen-Befliegungen ergänzt wurde. Dabei wurde besonders auf Hinweise für eine Polyzyklizität der Taurutschungen in Zackenberg geachtet, die beispielsweise für Taurutschungen im arktischen Raum typisch ist (Lantuit und Pollard, 2005). Die Kartierung wurde durch Messungen der Mächtigkeit der Auftauschicht mit einem Sondierstab erweitert, mithilfe dessen geophysikalische Messungen Feldreferenziert werden. Die Hauptmethode der geophysikalischen Messungen stellt die elektrische Widerstandstomographie (ERT) dar, deren 5 Messprofile (siehe Abb. 3-1) die beiden RTS in mehrere Richtungen durchqueren und in der (ungestörten) Tundra enden. Die ERT-Messungen dienen dazu, die einzelnen geologischen Schichten im Raum nachverfolgen zu können, und so mögliche Gleitbahnen, Schwächezonen und Eiskörper im Untergrund zu detektieren. Im ungestörten Bereich, aber auch im Rutschungsbereich der RTS, ermöglichen diese Messungen die Erkennung kleinräumiger Heterogenität im Eisgehalt, aber auch die Lokalisierung potenzieller existierender Schichtgrenzen. Besonders deutliche Unterschiede in der Leitfähigkeit verschiedener Materialien sind dabei hervorragend messbar (gefroren/ungefroren, gesättigt/trocken, salzreich/salzarm, eisreich/eisfrei oder Schichtgrenzen, z. B. von Sand zu Ton) (Hauck und Kneisel, 2008). Ergänzt wurden diese Messungen durch 2 Profile mit Refraktionsseismik, deren Daten mit einer Multichannel-Analyse der Oberflächenwellen (MASW) als Ergänzung zu den ERT-Daten dienen und weitere Informationen über die Ausdehnung der einzelnen Schichtglieder liefern (Wisén & Christiansen 2005).

Eine ergänzende Probenahme wurde durchgeführt, um Prüfkörper für Validierungs- und Kalibrierungsversuche zu erhalten. Dabei wurde ein Block aus der Abrisskante des südlichen RTS entnommen, sowie



an mehreren Stellen Bohrungen mit einem tragbaren Permafrost-Bohrer durchgeführt, um so ein zusammenhängendes Tiefenprofil zu erhalten. Der Transport der Proben erfolgte im dauerhaft gefrorenen Zustand, es erfolgte eine ausführliche Ansprache der Bohrkerne, eine Bestimmung des Eisgehaltes, sowie eine anschließende Messung geophysikalischer Parameter wie des spezifischen Widerstands unter variierenden Temperaturbedingungen zur Kalibrierung der ERT-Ergebnisse (Krautblatter et al., 2010).

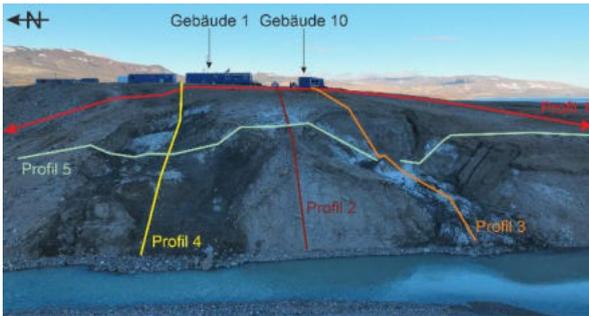


Abbildung 3-1: Rückschreitende Taurutschungen westlich der Zackenberg Research Station im August 2022, mit den mit ERT gemessenen Profilen. Die Profile 1 und 2 wurden zusätzlich mit Refraktionsseismik gemessen. Deutlich sichtbar ist – vor allem im südlichen RTS – die Salzkruste, die vermutlich aus den marinen Sedimenten ausgewaschen wurde.

4 Ergebnisse

Die im August 2022 durchgeführte erfolgreiche Messkampagne an den beiden RTS zeigt eine deutliche Abnahme der RTS-Aktivität in den letzten drei Jahren. Die Kartierung, wie auch die Probenahme, haben einen deutlichen Eisgehalt in den marinen Sedimenten in Form von Eislinsen nachgewiesen, im unterlagernden Diamikt lassen sich – zumindest lokal – größere Linsen mit reinem Eis finden. Ende August 2022 war dieses Eis jedoch an keiner Stelle direkt an der Oberfläche aufgeschlossen, sondern von Sediment überdeckt.

Die marine Ton-Schluff-Schicht zeigt ein thixotropes Verhalten, die vermutlich auf den hohen Salzgehalt der Schicht zurückzuführen ist. Aus dieser Schicht sind ebenfalls deutliche Salzausfällungen zu erkennen, die besonders bei indirektem Licht als Salzkruste an der Oberfläche zu sehen sind.

Die Ergebnisse der geophysikalischen Messungen zeigen einen deutlichen lagigen Aufbau aus mindestens drei Schichten (beispielhaft in Abb. 4-1 dargestellt). Die ERT-Daten werden dabei besonders von den marinen Sedimenten geprägt, deren niedriger Widerstand eine alleinige Interpretation erschwert. In Kombination mit den Daten der Seismik lassen sich jedoch die Ergebnisse der oberflächlichen Kartierung hervorragend in die Tiefe verfolgen.

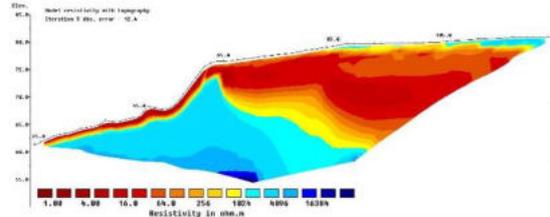


Abbildung 4-1: ERT Profil 3 im südlichen RTS, gut zu erkennen sind die hohen Widerstände im Bereich der Rutschungssohle, die mit den in den kartierten eisreichen Schichten korrelieren. Die Schichten ziehen der Kartierung zufolge horizontal in den rechten Profiltail weiter, werden hier jedoch durch die niedrigen Widerstände der marinen Schicht abgeschirmt.

5 Ausblick

Die gewonnenen Daten zeigen einen deutlichen Eisgehalt des Untergrundes in der Umgebung der Zackenberg Research Station. Eine durch den Klimawandel bedingte steigende Umgebungs- und damit auch Untergrundtemperatur kann zu vermehrten Setzungen unter der Station und der lokalen Infrastruktur (Wasser, Abwasser, Landebahn usw.) führen.

Auch in scheinbar stabilen Gebieten ist im arktischen Raum zukünftig mit einer erschwerten Standsicherheit zu rechnen. Die aufwändige Logistik an diesen Standorten wird für zukünftige Infrastruktur- und Baumaßnahmen ein robustes und gleichzeitig umfassendes Erkundungsprogramm erfordern, dass auf einer Kombination mehrerer Methoden beruht. Kurze Messzeiträume und ein sich schnell veränderndes geomorphologisches Umfeld mit einer Vielzahl an (saisonalen) Einflüssen erschweren dabei die Vorhersage zukünftiger Stabilitätsverhältnisse. Rückschreitende Taurutschungen sind dabei auch in Nordostgrönland eine hochdynamische Gefährdung für die wenige vorhandene Infrastruktur.

Literaturverzeichnis

- Christiansen, H.H. & Humlum, O. (1993). *Glacial History and Periglacial Landforms of the Zackenberg area, Northeast Greenland: preliminary results*. Geografisk Tidsskrift 93:19-29.
- French, H. M., & Egginton, P. (1973). *Thermokarst development, Banks Island, western Canadian Arctic*. paper presented at The North American Contribution to the 2nd International Conference on Permafrost, Yakutsk, USSR, National Academy of Sciences, Washington DC
- French, H. M. (2007). *The periglacial environment*, Third Edition ed., John Wiley & Sons
- Fritz, M., Opel, T., Tanski, G., Herzsich, U., Meyer, H., Eulenburg, A., & Lantuit, H. (2015). *Dissolved organic carbon (DOC) in Arctic ground ice*. The Cryosphere, 9: 737-752, doi:10.5194/tc-9-737-2015



- Gilbert, G.L., Cable, S., Thiel, C., Christiansen, H.H., & Elberling, B. (2017). *Cryostratigraphy, sedimentology, and the late Quaternary evolution of the Zackenberg River delta, northeast Greenland*. *The Cryosphere*, 11:1265-1282. doi:10.5194/tc-11-1265-2017
- Hauck, C. & Kneisel, C. (2008). *Applied Geophysics in Periglacial Environments*. Cambridge University Press
- Krautblatter, M., Verleysdonk, S., Flores Orozco, A., & Kemna, A. (2010). *Temperature-calibrated imaging of seasonal changes in permafrost rock walls by quantitative electrical resistivity tomography (Zugspitze, German/Austrian Alps)*. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 115. doi:10.1029/2008JF001209
- Krautblatter, M., Angelopoulos, M., Pollard, W., Lantuit, H., Lenz, J., Fritz, M., Couture, N., & Eppinger, S. (in review). *Life cycles and polycyclicality of mega retrogressive thaw slumps in arctic permafrost revealed by 2D/3D geophysical and long-term retreat monitoring*. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*
- Kunz, J., Ullmann, T., Kneisel, C. & Baumhauer, R. (2023). *Three-dimensional subsurface architecture and its influence on the spatiotemporal development of a retrogressive thaw slump in the Richardson Mountains, Northwest Territories, Canada*. *Arctic, Antarctic and Alpine Research*. 55:1. doi:10.1080/15230430.2023.2167358
- Lantuit, H., & Pollard, W.H. (2005). *Temporal stereophotogrammetric analysis of retrogressive thaw slumps on Herschel Island, Yukon Territory*. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 5(3), 413-423. doi:10.5194/nhess-5-413-2005
- Lantuit, H., & Pollard, W.H. (2008). *Fifty years of coastal erosion and retrogressive thaw slump activity on Herschel Island, southern Beaufort Sea, Yukon Territory, Canada*. *Geomorphology*, 95(1-2), 84-102, doi:10.1016/j.geomorph.2006.07.040
- Lantuit, H., Overduin, P.P., Couture, N., Wetterich, S., Aré, F., Atkinson, D., Brown, J., Cherkashv, G., Drozov, D., Forbes, D.L., Graves-Gaylord, A., Grigorev, M., Huberten, H.W., Jordan, J., Jorgenson, T., Ødegård, R.S., Ogorodov, S., Pollard, W.H., Rachold, V., Sedenko, S., Solomon, S., Steenhuisen, F., Streletskaia, I., & Vasilev, A. (2012). *The Arctic Coastal Dynamics Database: A New Classification Scheme and Statistics on Arctic Permafrost Coastlines*. *Estuaries and Coasts*, 35: 383-400, doi:10.1007/s12237-010-9362-6
- Miall, A.D. (2010). *Alluvial deposits*, in: *Faciès models 4*, edited by James, N.P. & Dalrymple, R.W., Geological Association of Canada, St. John's, Canada, 105-138
- Tomczyk, A. M., and M. W. Ewertowski (2020). *UAV-based remote sensing of immediate changes in geomorphology following a glacial lake outburst flood at the Zackenberg river, northeast Greenland*. *Journal of Maps*, 16(1): 86-100. doi:10.1080/17445647.2020.1749146
- Van Everdingen, R. O. (1998). *Multi-language glossary of permafrost and related ground-ice terms in chinese, english, french, german, icelandic, italian, norwegian, polish, romanian, russian, spanish, and Swedish*. Arctic Inst. of North America University of Calgary
- Vonk, J.E., Sànches-Garcia, L., Van Dongen, B.E., Alling, V., Kosmach, D., Charkin, A., Semiletov, I.P., Dudarev, O.V., Shakhova, N., Ross, P., Eglinton, T.I., Andersson, A. & Gustafsson, Ö. (2012). *Activation of old carbon by erosion of coastal and subsea permafrost in Arctic Siberia*. *Nature*, 489: 137-140, doi:10.1038/nature11392
- Winsemann, J., Asprion, U., Meyer, T., & Schramm, C. (2007). *Facies characteristics of Middle Pleistocene (Saalian) ice-margin subaqueous fan and delta deposits, glacial Lake Leine, NW Germany*. *Sedimentary Geology*, 193: 105-129. doi:10.1016/j.sedgeo.2005
- Wisén, R., & Christiansen, A.V. (2005). *Laterally and mutually constrained inversion of surface wave seismic data and resistivity data*. *Journal of Environmental & Engineering Geophysics*, 10: 251-262
- www-01: *Zackenberg - En forskningsstation i Arktis - introduktion til området og undervisningsmateriale, edited, doi:https://gis-au.maps.arcgis.com/apps/Cascade/index.html?appid=c90805d580994d2f9bd2138a1e044ad2*



Der Einfluss der Versenkungs- und Temperaturgeschichte auf hydraulische und mechanische Eigenschaften einer Tonsteinformation aus dem Unterjura (Pliensbachium)

Raphael Burchartz¹, Lisa Winhausen¹, Mohammadreza Jalali¹,
Sebastian Grohmann², Garri Gauss², Ralf Littke², Jochen Erbacher⁴,
Florian Amann^{1,3}

¹Lehrstuhl für Ingenieur- und Hydrogeologie, RWTH-Aachen University

²Lehrstuhl für Geologie, Geochemie und Lagerstätten des Erdöls und der Kohle,
RWTH-Aachen University

³Fraunhofer IEG, Fraunhofer-Einrichtung für Energieinfrastrukturen und Geothermie

⁴Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover

Die hydraulische Charakterisierung von potentiellen Wirtsgesteinen ist ein wichtiger Bestandteil bei der Suche eines geeigneten Standortes zur Endlagerung hochradioaktiver Abfälle. Hydraulische Eigenschaften, wie z.B. Gesteins- und Gebirgsdurchlässigkeiten, insbesondere von Tonstein, sind unter anderem von der generellen Versenkungs- und Temperaturgeschichte, der damit einhergehenden Kompaktion und den Umwandlungen bei der chemischen Diagenese abhängig. Das Maturity Forschungsprojekt beschäftigt sich mit der Untersuchung einer Tonsteinformation des Pliensbachiums in der niedersächsischen Hilsmulde und der benachbarten Sackmulde an insgesamt fünf Lokationen, welche über eine relativ kurze Distanz eine stark variable natürliche thermische Reifesequenz aufweist. Im Rahmen dieses Projektes werden unter anderem die hydraulischen Gebirgseigenschaften mittels in-situ Bohrlochversuchen erkundet. In zwei Bohrungen an Lokationen mit unterschiedlicher thermischer Reife wurden bisher Packertests zur Messung der Gebirgsdurchlässigkeit durchgeführt. An einer dritten Lokation wurde bereits eine Doppelbohrung abgeteuft, welche mit einem permanenten Stand-Pipe Multi-Packer System (SPMP) ausgebaut wurde, um die hydraulischen Gebirgseigenschaften über den Einfluss des Bohrlochspeichers hinaus zu untersuchen. Erste Ergebnisse zeigen hydraulische Leitfähigkeiten von 10^{-8} m/s bis 10^{-11} m/s für die Lokation niedriger thermischer Reife und $2,9 \times 10^{-6}$ m/s bis 3×10^{-10} m/s für die Lokation im thermisch reiferen Bohrloch.

1 Einleitung

Die Erforschung und Charakterisierung von Tonsteinen als potentielles Wirtsgestein für die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle ist aus dem Blickwinkel verschiedener wissenschaftlicher Disziplinen ein zentraler Punkt bei der Standortfindung. Neben anderen Faktoren sind die hydraulischen Eigenschaften der geologischen Barriere hierbei ein zentraler Bestandteil.

Das hydraulische und mechanische Verhalten von Tonsteinen ist unter anderem von der spezifischen Versenkungsgeschichte und der damit einhergehenden mechanischen Kompaktion und chemischen Diagenese abhängig. Zudem können die während der Versenkung erfahrenen Temperaturen diese Eigenschaften beeinflussen. Über den genauen Einfluss des thermischen Reifegrads auf die hydraulischen und mechanischen Eigenschaften von Gesteinen, insbesondere von Tonsteinen, ist bislang

noch wenig bekannt (Gaus et al., 2022, Fink et al., 2019). Die Übertragbarkeit von versenkungsabhängigen Gesteinseigenschaften für eine standortunabhängige Charakterisierung potentieller Wirtsgesteine zur Endlagerung radioaktiver Abfälle ist jedoch von hoher Bedeutung.

Im Rahmen des MATURITY Forschungsprojektes, wird eine etwa 100 m mächtige, unverwitterte Tonsteinformation des Unterjura (Pliensbachium) in der Region der niedersächsischen Hils- und der benachbarten Sackmulde in Hinsicht auf den Einfluss verschiedener thermischer Reifegrade erforscht, u.a. auf hydraulische und hydromechanische Gesteinseigenschaften. Frühere Untersuchungen an organischem Material jüngerer Tonsteine aus dem Unterjura innerhalb des aktuellen Untersuchungsgebietes haben gezeigt, dass diese Formationen über eine laterale Distanz von etwa 50 km aus mineralogischer Sicht relativ homogen aufgebaut sind (Gaus et al., 2022, Littke et al., 1988, 1991). Daten zur Vitritreflektion bezeugen jedoch eine deutliche Zunahme

des thermischen Reifegrades entlang einer SE-NW gerichteten Achse, welche entsprechend auf variierende maximale Temperaturen (75°C bis 165°C) während ihrer Versenkungsgeschichte hindeuten (Abbildung 1-1) (Gaus et al., 2022, Jochum et al., 1995; Littke et al., 1988, 1991). Die oberflächennahe Lage der pliensbachischen Tonsteine und ihre stark variable thermische Reife über kurze Distanz macht die Gegend um Hills- und Sackmulde zu einem idealen Standort, um die Abhängigkeiten zwischen Versenkungsgeschichte und sowohl mechanischen als auch hydraulischen Eigenschaften zu untersuchen.

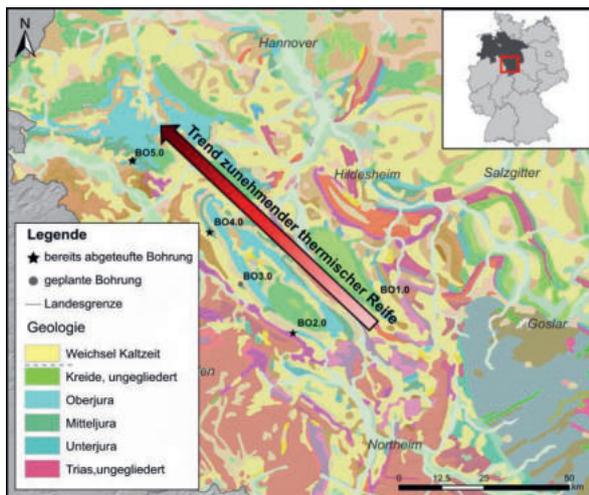


Abbildung 1-1: Geologische Karte des Untersuchungsgebietes an der Hills- und Sackmulde (Niedersachsen) mit Lage der Bohrstandorte und der SE-NW gerichteten Zunahme der thermischen Reife (Verändert nach: Jochum et al., 1995).

2 Material und Methoden

Kernbohrungen mit Endteufen von 99 m (BO2) und 95 m (BO4) wurden im Verlauf von Spätsommer/Herbst 2022 an zwei Lokationen im Bereich der Hillsmulde abgeteuf. An einer weiteren Lokation (BO5) wurden zwei Bohrungen (BO5.0 und 5.1) mit einem Abstand von nur 6 m im Frühjahr 2023. Weitere Doppelbohrungen sollen an den Lokationen BO1 und BO3 abgeteuf werden. Die Lage aller Bohrlöcher folgt dem Trend zunehmenden thermischer Reife von Südosten nach Nordwesten (Jochum et al., 1995). Geophysikalische Bohrlochmessungen mittels Wire-line Logging wurden unmittelbar im Anschluss an den Bohrprozess durchgeführt. Zur Erkundung der Bohrloch-Gegebenheiten (Trennflächengefüge/Kluftnetzwerk, Breakouts etc.) wurde ein akustischer Borehole Televiewer (ATV) eingesetzt. Um die hydraulischen Gebirgseigenschaften (z.B. hydraulische Leitfähigkeit) der pliensbachischen Tonsteine zu ermitteln, wurden hydraulische Bohrlochversuche, unter Verwendung eines Doppelpacker Systems in den Bohrlöchern BO2 und BO4

durchgeführt. Nach dem Spannen der Packer (und einer damit entstehenden Druckänderung im Intervall) wurde eine Druckerholungsphase abgewartet, um einerseits stationäre bzw. nahezu stationäre Druckbedingungen innerhalb des Bohrloches zu gewährleisten und darüber hinaus durch die Dauer der Druckerholung erste Aussagen über die Gebirgsdurchlässigkeit treffen zu können. Das darauffolgende Testprogramm umfasste:

- a. Constant rate injection (CRI) in Intervallen höherer hydraulischer Leitfähigkeit ($>10^{-7}$ m/s) mit definierten Injektionsraten
- b. Slug oder Pulse Versuche in Intervallen mit geringer hydraulischer Leitfähigkeit.

Die Länge und Positionierung der Testintervalle wurde auf Basis der ATV logs durchgeführt, um potentielle hydraulische Umläufigkeiten durch offene Klüfte zu verhindern. Druckverläufe ober-, inner- und unterhalb des hydraulisch isolierten Intervalls wurden aufgezeichnet. Die Auswertung der gemessenen Druckverläufe für CRI Versuche erfolgte über straight line Analysen nach Cooper und Jacob (1946). Für Pulse und Slug Versuche wurden Typkurven-Angleichungen nach Cooper et al., (1967) angewandt.

An der Lokation BO5 wurde im bereits fertig gestellten Bohrloch ein permanentes Stand-Pipe Multi-Packer System (SPMPS) installiert (Abbildung 2-1). Ein identischer Bohrlochausbau erfolgt an der Parallelbohrung. Ziel dieses in-situ Versuchssystems ist es, die hydraulischen Eigenschaften der pliensbachischen Tonsteinvorkommen über längere Zeiträume und über den Einflussbereich des Bohrlochspeichers hinaus zu untersuchen.

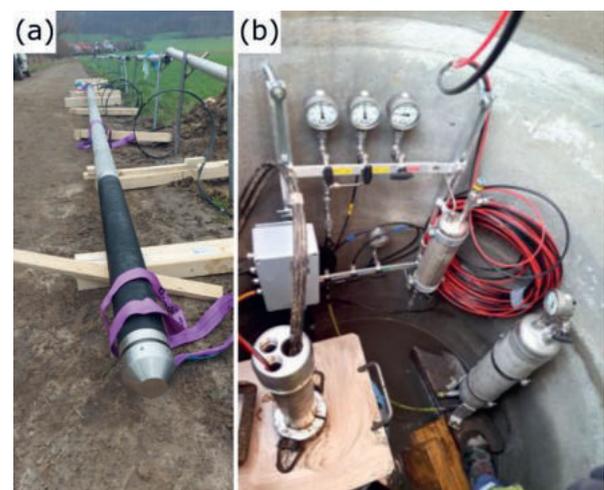


Abbildung 2-2: (a) Intervallgestänge und Packer des SPMP, (b) Datenschacht mit Datenerfassung, Flowboard und Systemgestänge des SPMP an Lokation BO5.



3 Vorläufige Ergebnisse

Geophysikalische Bohrlochmessungen wurden unmittelbar nach Beendigung der Bohrarbeiten in allen Bohrlöchern durchgeführt. Durch instabile Bohrlochverhältnisse in den oberen 40-50 m der Bohrung BO2, wurden lediglich die unteren 45 m mittels ATV erkundet. Das Bohrloch ist durchgehend geklüftet. Der ATV log aus BO4 zeigt hingegen eine gering geklüftete Bohrlochwand und eine abnehmende Kluftdichte mit zunehmender Tiefe. Das Gestein an Lokation BO5 zeigt in der Tiefe zwischen 22 m und 38 m (ab GOK) einen stark geklüfteten Charakter mit dem Auftreten offener Klüfte im Dezimeter- bis Meterabstand. Dieser Bereich entspricht dem organisch-reichen Posidonienschiefer oberhalb des pliensbachischen Tonsteins. Unterhalb von 38 m treten nur noch sehr wenige, offene Klüfte auf.

Aufgrund der instabilen Bohrlochbedingungen in den oberen 40-50 m an Bohrlotation BO2 wurden hier lediglich die Bohrlochmeter ab 50 m unterhalb GOK mittels hydraulischer Bohrlochtests untersucht. Doppelpackerversuche mit Intervalllängen von 7,5 m und 9,5 m wurden an vier Positionen durchgeführt. Werte für die Hydraulische Leitfähigkeit (K) schwanken hier über drei Größenordnungen (zwischen 10^{-8} m/s und 10^{-11} m/s). Ein offenes Versuchsintervall (50,7 m – 99 m) wurde zwischen dem oberen Packer und der Bohrlochsohle gebildet, welches entsprechend die gesamte, hydraulisch getestete Bohrlochstrecke abdeckt. Die Druckkalibrierung bis zum Erreichen nahezu stationärer Bedingungen erfolgte in einem zeitlichen Rahmen von ca. 50 Minuten. In diesem Intervall wurde sowohl mit einem Pulse- als auch mit einem Slugversuch, bei Druckdifferenzen von 130 kPa bzw. 110 kPa, eine hydraulische Leitfähigkeit von 10^{-8} m/s gemessen (Abbildung 3-1).

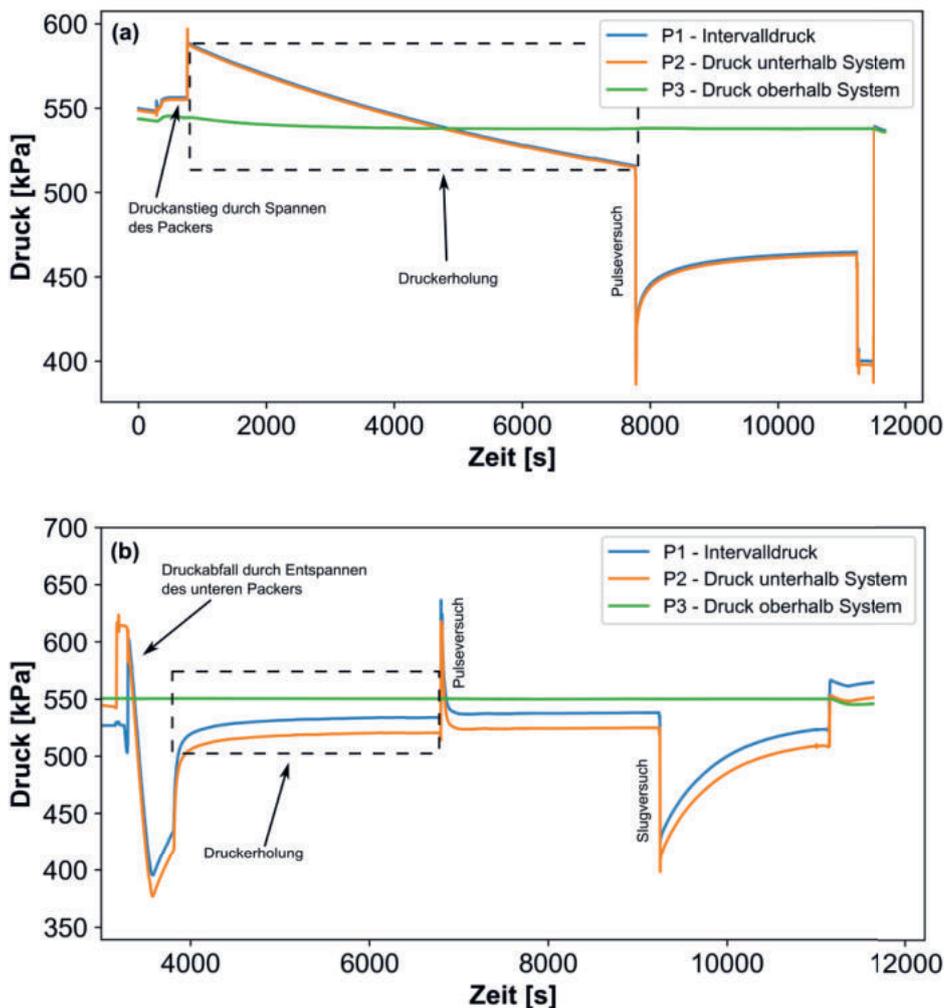


Abbildung 3-1: Druck-Zeit Verläufe aus den offenen hydraulischen Testintervall (a) BO4 Intervall 45 m Länge, (b) BO2 Intervall 49 m Länge mit Kennzeichnung der Druckerholungs- und Versuchsphasen.

Im Verlauf von drei Testtagen wurden im Bohrloch BO4 elf Testintervalle mit Intervalllängen von 7,1 m, 45 m, 65 m und 84 m in Teufen zwischen 10,6 m und 95,0 m mittels CRI, Slug und Pulse Versuchen getestet. Die Intervalle von 7,1 m Länge wurden als Doppelpacker Konfiguration getestet, während die anderen Intervalle jeweils zwischen einem Packer und der Bohrlochsole gebildet wurden. Die hydraulischen Leitfähigkeiten im Bohrloch BO4 zeigen einen klar abnehmenden Trend mit zunehmender Tiefe. Im obersten Intervall (10,6 m – 17,7 m) liegt die hydraulische Leitfähigkeit bei $2,9 \times 10^{-6}$ m/s. Das Intervall, welches die geringsten Durchlässigkeitswerte zeigt, ist gleichsam auch das Tiefste. Die Druckerholung, welche auf die der Intervallbildung folgte, erbrachte auch nach einer Zeit von ca. zwei Stunden keine stationären Bedingungen. Die Durchführung eines Pulse-Versuchs mit einer Druckdifferenz von ca. 130 kPa ergab über die isolierte Bohrlochstrecke von 45 m eine hydraulische Leitfähigkeit von 3×10^{-10} m/s. Bei drei 7,1 m messenden Testintervallen in Teufen unterhalb von 60 m (ab GOK) wurden Druckerholungsphasen von mehreren Stunden beobachtet, ohne dass sich der Druck einer stationären Phase hinreichend genug angenähert hätte, um im Rahmen des hydraulischen Bohrlochscreenings aussagekräftige Versuche durchführen zu können. Da das 45 m messende, offene Testintervall diese Bohrlochbereiche miteinschließt, ist davon auszugehen, dass die hydraulischen Leitfähigkeiten in den kürzeren Intervallen deutlich geringer sind als die gemessenen Werte im offenen Intervall. Ein Abgleich mit den akustischen Televiever Daten zeigt, dass auch die Kluffrequenz mit der Tiefe abnimmt.

4 Erste Erkenntnisse und Ausblick

Die in 3.2 geschilderten Beobachtungen zeigen, dass die Gebirgsdurchlässigkeit der Tonsteine des Pliensbachiums in der Hilsmulde vor allem durch das Trennflächengefüge definiert ist. Lange Druckerholungsphasen in den weniger geklüfteten Versuchsintervallen deuten darauf hin, dass hydraulische Leitfähigkeiten im intakten Gestein, gegenüber dem untersuchten Gebirge, mehrere Größenordnungen kleiner anzunehmen sind. Die niedrigsten hydraulischen Leitfähigkeiten wurden im thermisch geringer gereiften Gestein der Bohrung BO2 gemessen. Die langen Druckerholungszeiten (>10 Stunden ohne das stationäre Bedingungen erreicht wurden) in wenig bis nicht geklüfteten Testintervallen der Bohrung BO4, sprechen jedoch für eine geringe hydraulische Leitfähigkeit/Permeabilität des intakten Gesteins. In den Bohrlöchern BO2 und BO4 wurden Versuche im offenen Intervall mit vergleichbaren Rahmenbedingungen durchgeführt. In beiden Fällen wurde ein Intervall durch einen Packer und die Bohrlochsole gebildet. Die Intervalllänge lag bei 49 m (BO2) und 45 m

(BO4). Während sich nach der Intervallbildung bei BO2 bereits nach ca. 50 min nahezu stationäre Druckbedingungen eingestellt hatten, konnten in Bohrung BO4 auch nach ca. zwei Stunden keine annähernd stationären Bedingungen beobachtet werden. Die Durchführung von Pulsversuchen zeigte in BO4 eine um zwei Größenordnungen geringere hydraulische Leitfähigkeit (3×10^{-10} m/s) als in BO2 (1×10^{-8} m/s). Das Intervall in BO4 zeigte auf den ATV Bildern eine kaum geklüftete Bohrlochwand, während BO2 zum Teil stark geklüftet ist. Dies lässt zum einen den Schluss zu, dass die hydraulischen Eigenschaften des Pliensbachiums in erster Linie kluffdominiert sind. Des Weiteren könnten diese Beobachtungen auf einen Einfluss der durch thermische Reifung bedingten diagenetischen Unterschiede an beiden Lokationen hindeuten. Dies ist allerdings Gegenstand der laufenden Forschungsarbeiten.

Das Abteufen von vier weiteren Bohrlöchern an zwei Lokationen unterschiedlicher thermischer Reife (BO1 und BO3) ist für Sommer und Herbst 2023 geplant. Sie werden äquivalent zu BO5 abgeteuft und ebenfalls mit Standrohr Multipacker Systemen versehen. Auf diese Weise werden an drei Lokationen mit natürlicher thermischer Reifesequenz (niedrigster Reifegrad BO1, mittlerer Reifegrad BO3 und höchster Reifegrad BO5) in-situ Langzeitobservatorien entstehen, mit deren Hilfe eine detaillierte hydraulische Charakterisierung erfolgen soll.

Neben den in-situ Untersuchungen werden im Rahmen des Maturity-Projektes verschiedene Laborversuche an dem durch die Bohrungen gewonnenen Kernmaterial durchgeführt. Eine umfangreiche Laborkampagne soll mineralogische, petrophysikalische, geomechanische und hydraulische Eigenschaften (auf Laborskala) des Pliensbachiums untersuchen und ihre Abhängigkeiten von thermischen Reifeunterschieden ergründen. Die so gewonnenen Erkenntnisse sollen eine breite Datengrundlage zu hydro-mechanischen Gesteinseigenschaften von Tonsteinen liefern und für die standortunabhängige Charakterisierung potentieller Wirtsgesteine eingesetzt werden.

Literaturverzeichnis

Cooper, H.H., Bredehoeft, J.D., Papadopoulos, I.S. (1967). *Response of a Finite-Diameter Well to an Instantaneous Charge of Water*. Water Resources Research, Vol. 3, No. 1, pp. 263-269

Cooper, H.H. & Jacob, C.E. (1946). *A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history*. Transactions of



the American Geophysical Union, Vol. 27, No. IV, pp 526-532

Fink, R., Frohn, V., Froidl, F., Littke, R., Uffmann, AK. (2019). *Impact of burial history on petrophysical properties of Jurassic and Lower Cretaceous mudstones as potential nuclear waste storage sites in the Lower Saxony Basin, Northern Germany*. Zeitschrift der Deutschen Gesellschaft für Geowissenschaften, 170 (3-4), 339-355

Gaus, G., Hoyer, E.M., Seemann, T., Fink, R., Amann, F., Littke, R. (2022). *Laboratory investigation of permeability, pore space and unconfined compressive strength of uplifted Jurassic mudstones: The role of burial depth and thermal maturation*. Zeitschrift der Deutschen Gesellschaft für Geowissenschaften, 173 (3), 469-489

Jochum, J., Friedrich, G., Leythaeuser, D., Littke, R., & Ropertz, B. (1995). *Hydrocarbon-bearing fluid inclusions in calcite-filled horizontal fractures from mature Posidonia Shale (Hils Syncline, NW Germany)*. *Ore Geology Reviews*, 9(5), 363–370

Littke, R., Baker, D. R., & Leythaeuser, D. (1988). *Microscopic and sedimentologic evidence for the generation and migration of hydrocarbons in Toarcian source rocks of different maturities*. *Advances in Organic Geochemistry*, Vol.13(Nos 1-3), 549–559

Littke, R., Leythaeuser, D., Rullkötter, J., & Baker, D. R. (1991). *Keys to the depositional history of the Posidonia Shale (Toarcian) in the Hils Syncline, northern Germany*. Geological Society, London, Special Publications, 58(1), 311–333





Spannungsabhängiges Kriechverhalten von Opalinuston: THM-gekoppelte Triaxial-Versuche unter vollständig dränierten Bedingungen

Lina Gotzen, RWTH Aachen, Lehrstuhl für Ingenieurgeologie, Aachen
Lisa Winhausen, RWTH Aachen, Lehrstuhl für Ingenieurgeologie, Aachen
Kavan Khaledi, RWTH Aachen, Lehrstuhl für Ingenieurgeologie
Mohammadreza Jalali, RWTH Aachen, Lehrstuhl für Ingenieurgeologie
Florian Amann, RWTH Aachen, Lehrstuhl für Ingenieurgeologie und Fraunhofer-Einrichtung für Energieinfrastruktur und Geothermie IEG

Das zeitabhängige Deformationsverhalten von Tonstein ist ein wichtiger Aspekt bei der Vorhersage von Sicherheit und Langzeitintegrität von geologischen Tiefenendlagern für radioaktive Abfälle. Dieser Fachvortrag befasst sich im Rahmen einer Laborstudie besonders mit dem Kriechverhalten und der Langzeit-Festigkeit Tonstein am Beispiel von Opalinuston. Dazu werden thermo-hydro-mechanisch (THM) gekoppelte Triaxial-Kriechversuche unter dränierten und vollgesättigten Bedingungen durchgeführt und analysiert.

1 Einleitung

Die Vorhersage des Materialverhaltens von gering-durchlässigem Tonstein als potentielles Wirtsgestein für geologische Tiefenendlager erfordert eine genaue Charakterisierung und Quantifizierung der geomechanischen Eigenschaften über verschiedene Zeitskalen (Abbildung 1 nach (Nuclear Energy Agency 2014)). Während das hydromechanische Verhalten von Tonsteinen während des Tunnelvortriebes (d.h. kurzzeitiges Verhalten) sowie während der nachfolgenden Konsolidation (d.h. kurz- bis mittelfristiges Verhalten) intensiv erforscht wurde (K. M. Wild et al. 2017; K. M. Wild and Amann 2018; Minardi et al. 2021; Winhausen et al. 2022) bleiben Fragen bezüglich des Langzeitverhaltens insbesondere im Zusammenhang mit Kriechprozessen offen. Kriechmechanismen im Wirtsgestein des Endlagers können zeitabhängige Tunnel-Konvergenz verursa-

chen und bereits bei Spannungsbedingungen unterhalb der kurzfristigen Bruchfestigkeit zu zeitverzögertem Versagen oder zum Selbstabdichtungsverhalten führen (Griggs 1939; Goodman 1989; Dusseault and Fordham 1993). Aus diesem Grund ist das zeitabhängige Deformationsverhalten ein kritischer Einflussfaktor für die Sicherheit und Langzeitintegrität von Endlagerstätten (Glamheden and Hökmark 2010).

Unter Kriechen versteht man makroskopische und mikroskopische Prozesse, die zu einer zeitabhängigen Verformung unter konstanter Effektivspannung führen (Fjaer et al. 1992; Fabre and Pellet 2006). Dabei wird die Entwicklung der Deformation in drei verschiedene Phasen unterteilt. Primäres Kriechen zeigt eine Verlangsamung der Deformationsrate, sekundäres Kriechen beschreibt eine lineare Akkumulation der plastischen Deformation mit der Zeit und tertiäres Kriechen zeigt eine Beschleunigung der Deformation, welches zum Versagen der Probe führen kann.

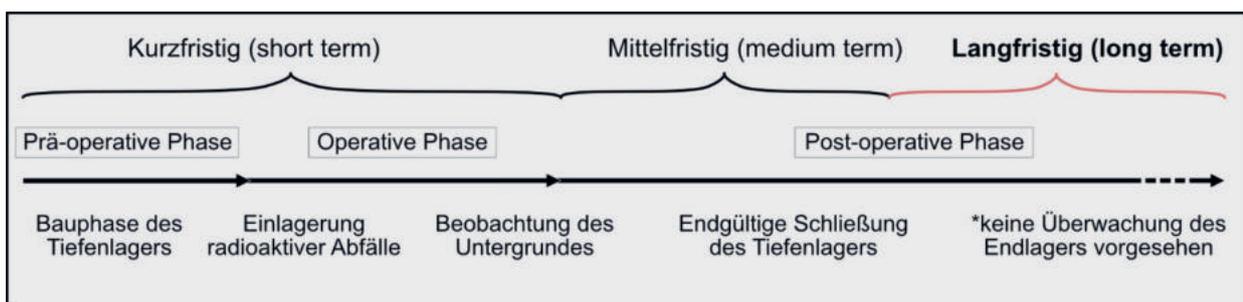


Abbildung 1: Schematische Übersicht für den zeitlichen Projektaufbau eines geologischen Tiefenendlagers für nukleare Abfälle (nach Nuclear Energy Agency 2014).

Um das langfristige Materialverhalten besser zu verstehen, wurde in dieser Studie ein mehrstufiger, thermo-hydro-mechanisch (THM) gekoppelter Triaxial-Kriechversuch an Probenmaterial des Opalinustons durchgeführt. Dabei stehen verschiedene intrinsische (z. B. Gefüge) und extrinsische (z. B. Deviatorspannung, Porendruck, Spannungshistorie) Parameter im Fokus, welche Einfluss auf das langfristige Verformungsverhalten zeigen.

2 Material und Methodik

2.1 Probenmaterial und Probenbearbeitung

Der Opalinuston ist eine mittelmittl. jurassische Gesteinsformation, welche sich im Felslabor Mont Terri in verschiedene Fazies unterteilen lässt, die sich in ihrem Ton-, Sand- und Karbonatgehalt unterscheiden (Thury and Bossart 1999). Laboruntersuchungen in dieser Studie wurden an der tonigen Fazies durchgeführt, welche durch ihren hohen Anteil an Tonmineralen (d.h. 39-80 Gew.-%) gekennzeichnet ist (Bossart et al. 2017). Aufgrund der bevorzugten Orientierung der Tonminerale und des Porenraums (Schichtung) lässt sich der Opalinuston vereinfacht als transversal-isotropes Material beschreiben. Dies zeigt sich unter anderem in den hydraulischen Eigenschaften, mit Permeabilitäten von $1e^{-21} \text{ m}^2$ senkrecht zur Schichtung und $7,5e^{-21} \text{ m}^2$ parallel zur Schichtung als auch in den HM-gekoppelten Eigenschaften. (Amann-Hildenbrand et al. 2014; Favero, Ferarri, and Laloui 2018; Winhausen et al. 2020; Schuster et al. 2021; Minardi et al. 2021; Winhausen et al. 2022). Das Probenmaterial stammt aus dem unterirdischen Forschungslabor Mont Terri in der Schweiz. Dabei wurden Kernproben mit einem Durchmesser von 101 mm mit einem Dreifach-Kernrohr einer druckluftgespülten Bohrung entnommen. Für die Lagerung des Kernmaterials wurde dieses in Alufolie verpackt und nach Vakuumisierung luftdicht eingeschweißt. Anschließend wurden zylindrische Prüfkörper mit 60 mm Länge und 30 mm Durchmesser aus den Kernen trocken ausgebohrt, planparallel geschnitten und für

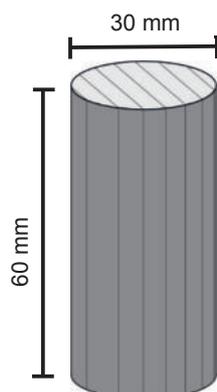


Abbildung 3: Zylindrischer Prüfkörper mit 60 mm Länge und 30 mm Durchmesser. Die Schichtung des Tonsteins ist parallel zur langen Achse des Zylinders orientiert.



Abbildung 2: Aufbau der Prüfeinrichtung mit Schrank für Hydraulikpumpen (links), Technik des Kontrollsystems (mittig), Belastungsrahmen der Triaxial-Druck-Maschine und die Druckzelle (rechts).

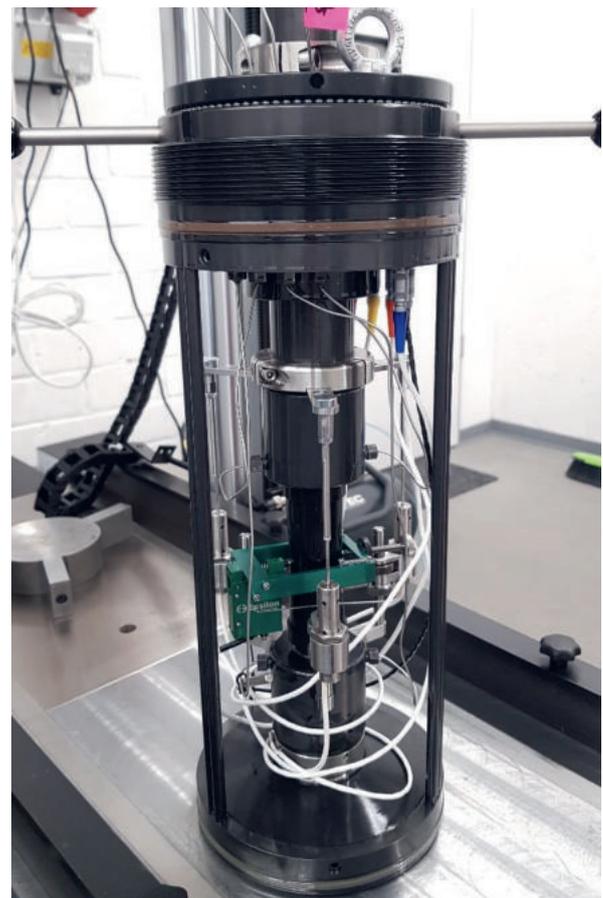


Abbildung 4: Interner Aufbau der Druckzelle mit eingebauter Gesteinsprobe im Probenschlauch und internen Messsensoren (axiale LVDTs, radialer Extensometer, Temperatursensor, Kraftmessdose).



die Laboruntersuchungen verwendet. Die Prüfkörper wurden so hergestellt, dass die Schichtung parallel zur langen Achse des Zylinders orientiert ist (Abbildung 2).

2.2 Prüfeinrichtung

Die verwendete Triaxial-Druck-Maschine (Abbildung 3 und 4) besteht aus einem externen Belastungsrahmen, einem elektromechanischen Antrieb mit einer maximalen Krafteintragung von 100 kN, einer Druckzelle und zwei hydraulischen Druckerzeugern zur Steuerung des Umgebungsdruckes (Öldruck von maximal 30 MPa) und des Porendrucks (Fluidruck von maximal 10 MPa). Zwei Drucksensoren sind im Porensystem eingebaut, die Porendruckänderungen am oberen und unteren Ende des Prüfkörpers kontinuierlich aufzeichnen. Der interne Aufbau ermöglicht dabei eine Drainage des Porenfluids an beiden Endflächen des zylindrischen Prüfkörpers. Die Tests wurden in einer Klimakammer bei konstanter Temperatur von 30°C durchgeführt. Temperaturänderungen werden zusätzlich innerhalb der Zelle nahe der Probe aufgezeichnet. Drei LVDTs (induktiver Sensor zur Wegmessung) und ein Dehnungsmesser sind innerhalb der Druckzelle direkt am Prüfkörper montiert um axiale und radiale Deformationen unabhängig etwaiger Maschinendeformationen zu messen. Zusätzlich befindet sich eine Kraftmessdose unterhalb der Probe (d.h. innerhalb der Druckzelle) und ermöglicht somit eine genaue Messung der effektiven, axial auf die Probe wirkenden Kraft.

2.3 Experimentelles Verfahren

Das experimentelle Verfahren besteht aus einer hydrostatischen Probenvorbereitungsphase, welche die Sättigung und Konsolidierung der Probe umfasst so-

wie eine mehrstufige Kriechprüfung. Die Probenvorbereitung wird nach einem leicht angepassten Protokoll von Wild et al. (2017) durchgeführt.

Die Sättigung umfasst eine initialen Aufsättigung mit konstantem Umgebungs- und Porendruck über mehrere Tage sowie einer stufenweisen Bestimmung des B-Parameter nach Skempton (1954), um eine vollständige Sättigung der Probe zu gewährleisten. Anschließend wurde der Prüfkörper bei 6.5 MPa hydrostatische Belastung und einem Porendruck von 2.5 MPa (Effektivspannung = 4 MPa) konsolidiert. Diese Bedingungen wurden im weiteren Versuchsverlauf konstant gehalten.

Für den Kriechtest folgten deformationsgesteuerte Spannungserhöhungen unter vollständig dränierten Bedingungen. Dabei wurde die axiale Auflast in Stufen von 1 MPa (Differentialspannungserhöhungen auf 2 bis 13 MPa) mit einer Deformationsrate von $2 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ erhöht. Anschließend zu jeder Belastungsstufe erfolgten spannungsgesteuerte Kriechphasen bei konstanter Effektivspannung (Abbildung 5).

3 Vorläufige Laborergebnisse

Im Zuge dieser Laborstudie wurde ein mehrstufiger Kriechtest mit 12 Belastungsstufen durchgeführt. Erste Ergebnisse zeigten primäres und sekundäres Kriechen bereits im niedrigen Differentialspannungsbereich (Abbildung 6).

Erhöhte Differentialspannungen wiesen zudem einen Einfluss auf die Verformungsrate des stationären Kriechens und des richtungsabhängigen Deformationsverhaltens auf (Abbildung 7). Die radiale Deformationsmessung zeigte eine initiale Kompressionsphase in Folge der Spannungserhöhung (Abbildung 6). Zudem zeigte die radiale Kriechverformung, senkrecht zur Schichtung, einen Wechsel von Kompression (positive Kriechverformungsrate), im niedrig Spannungsbereich (Differentialspannung $\leq 5 \text{ MPa}$)

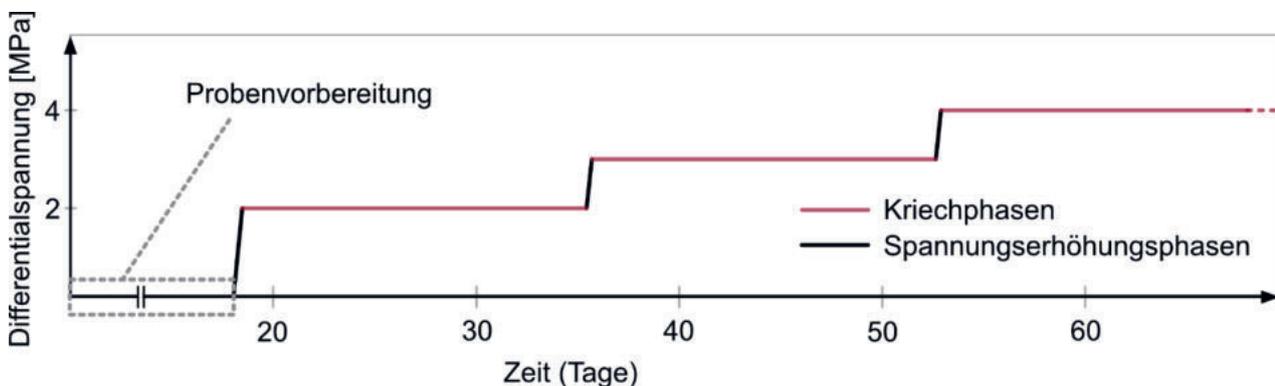


Abbildung 5: Einblick in die Differentialspannungshistorie der Probe mit hydrostatischer Probenvorbereitung, gradueller Spannungserhöhungen und Differentialspannungsphasen der einzelnen Kriechstufen (2,3 und 4 MPa Differentialspannung).

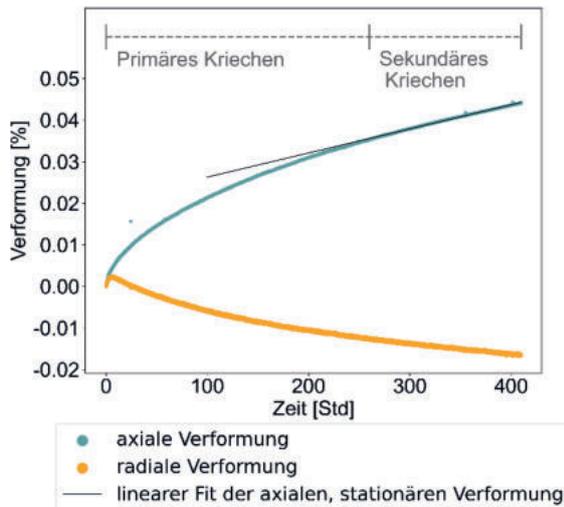


Abbildung 6: Axiale und radiale Verformungskurven der zehnten Kriechstufe mit 9 MPa konstanter Differentialspannung (Radialdruck = 6.5 MPa, Axialdruck = 15.5 MPa, Porendruck = 2.5 MPa).

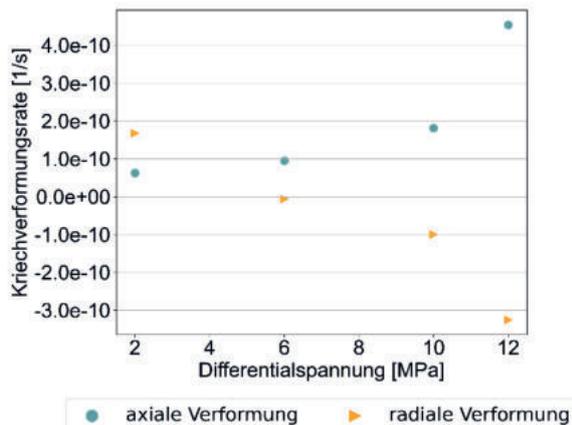


Abbildung 7: Übersicht der axialen und radialen stationären Verformungsraten in Abhängigkeit der Differentialspannungsstufen von 2, 6, 10 und 12 MPa.

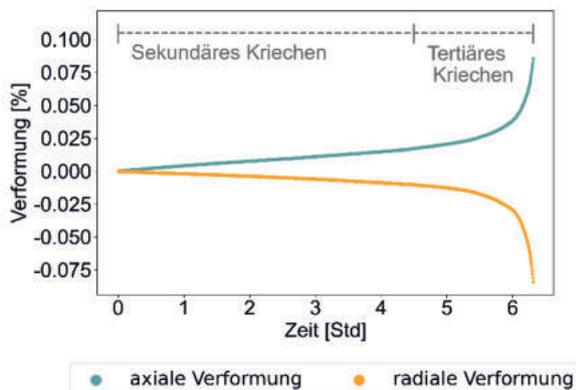


Abbildung 8: Axiale und radiale Verformungskurven der finalen Phase (Differentialspannung = 13 MPa) mit sekundärem und tertiärem Kriechen, welches zum Versagen der Probe führte.

zu Extension (negative Kriechverformungsrate) bei höherer Differentialspannung (> 5 MPa).

Abbildung 8 zeigt die finale Spannungsphase des mehrstufigen Tests, in welcher kein primäres Kriechen erfolgte. Das Verformungsverhalten entwickelte nach der Spannungserhöhung direkt einen linearen Trend und geht nach wenigen Stunden bereits in ein tertiäres Kriechen über, welches zum Versagen der Probe bei einer Differentialspannung von 13 MPa führte. Die Langzeitfestigkeit (Differentialspannung = 13 MPa) der Probe liegt damit bei 81 % der erwarteten kurzzeitigen Spitzenfestigkeit von etwa 16 MPa (Winhausen et al. 2022).

4 Schlusswort und Ausblick

Die bisherigen Ergebnisse geben erste Aufschlüsse über das Deformationsverhalten von Opalinuston unter konstanten Temperaturbedingungen von 30°C und schichtungsparalleler Belastung. Es zeigten sich Abhängigkeiten zwischen der Differentialspannung und des zeitabhängigen Deformationsverhalten sowie der Langzeitfestigkeit. Die Erkenntnisse zur Charakterisierung des Materialverhaltens aus den Laborversuchen liefern wichtige Parameter, um Kriechprozesse in ein bestehendes Stoffmodell des Opalinustons zu integrieren.

Um jedoch ein umfangreiches Verständnis für die Kriechprozesse zu erhalten, und damit die Sicherheit und Langzeitintegrität von Endlagerstätten für radioaktive Abfälle einschätzen zu können, müssen weitere Einflussfaktoren wie zum Beispiel die Gefügeanisotropie und weitere Temperaturbedingungen getestet werden (d.h. Temperaturbedingungen, die in einem Endlager im Tongestein zu erwarten sind). Eine ausführliche Betrachtung der Kriechprozesse auf mikrostruktureller Ebene wird ebenfalls weitere Aufschlüsse über Kriechverhalten von Tonstein geben.

Literaturverzeichnis

Amann-Hildenbrand, A., B. M. Krooss, A. Busch, and P. Bertier. 2014. "Laboratory Testing Procedure for CO₂ Capillary Entry Pressures on Caprocks." In , 33. Bossart, P., F. Bernier, J. Birkholzer, C. Bruggeman, P. Connolly, S. Dewonck, M. Fukaya, et al. 2017. "Mont Terri Rock Laboratory, 20 Years of Research: Introduction, Site Characteristics and Overview of Experiments." *Swiss Journal of Geosciences* 110 (1): 3–22. <https://doi.org/10.1007/s00015-016-0236-1>. Dusseault, M. B., and C. J. Fordham. 1993. "Time-Dependent Behavior of Rocks." In *Rock Testing and Site Characterization*, 119–49. Elsevier.



- <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-042066-0.50013-6>.
- Fabre, G., and F. Pellet. 2006. "Creep and Time-Dependent Damage in Argillaceous Rocks." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 43 (6): 950–60. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.02.004>.
- Favero, V., A. Ferarri, and L. Laloui. 2018. "Anisotropic Behaviour of Opalinus Clay Through Consolidation and Drained Triaxial Testing in Saturated Conditions." *Rock Mechanics and Rock Engineering* 51: 1305–19. <https://doi.org/10.1007/s00603-017-1398-5>.
- Fjaer, E., R. M. Holt, P. Horsrud, A. M. Raaen, and R. Risnes, eds. 1992. *Petroleum Related Rock Mechanics*. Developments in Petroleum Science 33. Amsterdam ; New York : New York, NY, U.S.A: Elsevier ; Distributors for the U.S. and Canada, Elsevier Science Pub. Co.
- Glamheden, R., and H. Hökmark. 2010. "Creep in Jointed Rock Masses - State of Knowledge." SKB R-06-94. Stockholm: SKB - Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. <https://www.skb.com/publication/2184298>.
- Goodman, Richard E. 1989. *Introduction to Rock Mechanics*. 2nd ed. Wiley.
- Griggs, D. 1939. "Creep of Rocks." *The Journal of Geology* 47 (3): 225–51. <https://doi.org/10.1086/624775>.
- Minardi, A., S. B. Giger, R. T. Ewy, R. Stankovic, J. Stenebråten, M. Soldal, M. Rosone, A. Ferrari, and L. Laloui. 2021. "Benchmark Study of Undrained Triaxial Testing of Opalinus Clay Shale: Results and Implications for Robust Testing." *Geomechanics for Energy and the Environment* 25 (March): 100210. <https://doi.org/10.1016/j.gete.2020.100210>.
- Nuclear Energy Agency. 2014. "Radioactive Waste Management and Constructing Memory for Future Generations - Proceedings of the International Conference and Debate." Organization for Economic Cooperation and Development.
- Schuster, V., E. Rybacki, A. Bonnelye, J. Herrmann, A. M. Schleicher, and G. Dresen. 2021. "Experimental Deformation of Opalinus Clay at Elevated Temperature and Pressure Conditions: Mechanical Properties and the Influence of Rock Fabric." *Rock Mechanics and Rock Engineering* 54: 4009–39. <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02474-3>.
- Skempton, A. W. 1954. "The Pore-Pressure Coefficients A and B." *Géotechnique* 4 (4): 143–47. <https://doi.org/10.1680/geot.1954.4.4.143>.
- Thury, M., and P. Bossart. 1999. *Mont Terri Rock Laboratory: Results of the Hydrogeological, Geochemical and Geotechnical Experiments Performed in 1996 and 1997*. Geologische Berichte 23. Bern: Landeshydrologie und -geologie.
- Wild, K. M., and F. Amann. 2018. "Experimental Study of the Hydro-Mechanical Response of Opalinus Clay – Part 1: Pore Pressure Response and Effective Geomechanical Properties under Consideration of Confinement and Anisotropy." *Engineering Geology* 237 (April): 32–41. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.02.012>.
- Wild, K. M., M. Barla, G. Turinetti, and F. Amann. 2017. "A Multi-Stage Triaxial Testing Procedure for Low Permeable Geomaterials Applied to Opalinus Clay." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 9 (3): 519–30. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.04.003>.
- Winhausen, L., A. Amann-Hildenbrand, R. Fink, M. Jalali, K. Khaledi, P. Hamdi, J. L. Urai, J. Schmatz, and F. Amann. 2020. "A Comparative Study on Methods for Determining the Hydraulic Properties of a Clay Shale." *Geophysical Journal International* 224 (3): 1523–39. <https://doi.org/10.1093/gji/ggaa532>.
- Winhausen, L., K. Khaledi, M. Jalali, J. L. Urai, and F. Amann. 2022. "Failure Mode Transition in Opalinus Clay: A Hydro-Mechanical and Microstructural Perspective." *Solid Earth Discuss.* <https://doi.org/10.5194/se-2022-19>.