

Werner Lienhart (Hrsg.)

INGENIEURVERMESSUNG 26

Beiträge zum 21. Internationalen Ingenieurvermessungskurs

10. - 13.02.2026 | Graz, Österreich



Impressum

Herausgeber: Werner Lienhart
Titelbild: Graz Tourismus – Harry Schiffer

2026 Verlag der Technischen Universität Graz
Technikerstraße 4, 8010 Graz
verlag@tugraz.at
www.tugraz-verlag.at

ISBN (e-book) 978-3-99161-070-0
DOI: 10.3217/978-3-99161-070-0



Dieses Werk ist lizenziert unter der Creative Commons
Namensnennung 4.0 International (CC BY 4.0) Lizenz.
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für das Cover, Materialien von Dritten (anderen
Quellen zugeschrieben) und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

Vorwort

Dieser Tagungsband dokumentiert die Vorträge und Posterpräsentationen des 21. Internationalen Ingenieurvermessungskurses und gibt Einblick in aktuelle Forschungstätigkeiten und anspruchsvolle Projekte in den Themenbereichen:

- Aktuelle Projekte der Ingenieurgeodäsie
- Sensorik und Auswertemethoden
- Monitoring
- Bauaufnahme und Baumesstechnik

Bei der Auswahl der Beiträge durch das wissenschaftliche Komitee wurde großer Wert auf ein ausgewogenes Verhältnis von wissenschaftlichen Beiträgen und Beiträgen aus der Praxis gelegt. Die wissenschaftlichen Abhandlungen zeigen neue theoretische Ansätze und Fallstudien. Die für den Kurs bedeutenden Beiträge aus der Praxis dokumentieren den erfolgreichen Einsatz der Ingenieurvermessung in verschiedensten Anwendungsbereichen.

Der Kurscharakter der Tagung wird besonders durch die Tutorien an den ersten beiden Kurstagen geprägt. Jedes Tutorium beinhaltet Praxisteile, im Zuge derer die Teilnehmer:innen die Tutorieninhalte unmittelbar selbst umsetzen können. Im Rahmen des aktuellen Kurses wurden folgende fünf Tutorien von namhaften Expert:innen geleitet:

- Monitoring mit Punktwolken – High-end TLS vs. Low-cost LiDAR
Leitung: C. Holst, TU München
- Netzanalyse
Leitung: M. Lösler, C. Eschelbach, Frankfurt University of Applied Science
- Dynamisches Bauwerksmonitoring mit geodätischen Messverfahren
Leitung: T. Moser, TU Graz; F. Schill, Hochschule Mainz; W. Lienhart, TU Graz
- Interpretation von interferometrischen Deformationszeitreihen
Leitung: K. Gutjahr, Joanneum Research
- BIM: Von der Realität ins Modell – und zurück
Leitung: W. Wahbeh, Fachhochschule Nordwestschweiz; L. Zumsteg, Allnav AG

Meinen Kollegen Prof. Andreas Wieser und Prof. Christoph Holst danke ich für ihre Unterstützung bei der Organisation der Veranstaltung. Mein besonderer Dank gilt Dipl.-Ing. Thomas Moser für die Abwicklung des Konferenzbandes und die terminliche Abstimmung mit den Autoren sowie meinen Mitarbeiter:innen für ihren Einsatz bei der Vorbereitung und Durchführung des Kurses. Allen Autoren danke ich für die Einreichung interessanter Abstracts und für das zeitgerechte Verfassen der vorliegenden Beiträge. Sie machen diesen Tagungsband zu einem wichtigen Dokument der aktuellen Entwicklungen in der Ingenieurgeodäsie und zeigen die spannende Vielfalt an gegenwärtigen und zukünftigen Aufgaben.

Werner Lienhart, Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, TU Graz (Herausgeber)

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	III
Aktuelle Projekte der Ingenieurgeodäsie	1
<i>Mergelkuhl, D., Barcet, F., Bestmann, P., Gerligand, V., Gutekunst, J., Mainaud Durand, H., Watrelot, L., Weyer, B. & Yang, B.:</i>	
Challenges and Developments for the Alignment of the Future Circular Collider at CERN	2
<i>Barnefske, E., Weißmann, R., Lehn, P., Lieske, M. & Busse, V.:</i>	
Schweben- und Schachtüberwachungen mit verteilten-faseroptischen Sensoren in Bergwerken	14
<i>Schwalbe, P. & Fleckl-Ernst, J.:</i>	
Modernisierung des ÖBB Tauerntunnel Etappe 1	24
<i>Monsberger, C. & Bauer, P.:</i>	
Planung & Realisierung eines geodätischen Monitoringsystems zur Überwachung der S-Bahn Überbrückung am Hauptbahnhof Stuttgart S21	37
<i>Romanschek, E., Schütz, E. & Clemen, C.:</i>	
NBS Dresden-Prag - Was passiert beim Wechsel von Datum und Projektion mit den Trassierungselementen?	48

Sensorik und Auswertemethoden	58
<i>Czerwonka-Schröder, D., Yang, Y. & Holst, C.:</i>	
Identification and interpretation of systematic influences caused by changing atmospheric conditions in multitemporal Permanent Laser Scanning	59
<i>Laasch, H., Medic, T. & Wieser, A.:</i>	
Towards extended material probing using TLS and partial bidirectional reflectance distribution functions	72
<i>Horvath, S. & Neuner, H.:</i>	
Limitations in global referencing for robot arms	82
<i>Lan, Y., Yang, J., Kolling, M., Dorndorf, A. & Paffenholz, J.-A.:</i>	
Uncertainty assessment of a green-wavelength LiDAR in laboratory environments	95
<i>Heffner, E., Semmelroth, C. & Sternberg, H.:</i>	
Untersuchung der Messeigenschaften des Unterwasser Laserscanners ULi in unterschiedlichen Temperaturbereichen als Grundlage für kombiniertes Unterwassermonitoring	108
<i>Rabold, J., Werny, L. & Harmening, C.:</i>	
Analyse systematischer TLS-Messabweichungen bei der Erfassung natürlicher Oberflächen	123
<i>Ahmadi, A., Martin, M., Gerolymatou, E. & Paffenholz, J.-A.:</i>	
Impact of Mesh Resolution on Thermo-Mechanical Simulations in Underground Mining Environments: A Comparative Analysis of Field Transfer Methods	135
<i>Naeimaei, R. & Schön, S.:</i>	
Beyond a Pure Stochastic Treatment: Integrating Remaining Systematics into Congruency Tests	149
<i>Lösler, M., Kopitzke, K.-L. & Eschelbach, C.:</i>	
On the suitability of spherical glass-body reflectors in industrial applications	158

Monitoring	170
<i>Semmelroth, C., Heffner, E. & Sternberg, H.:</i>	
Empirische Untersuchung der Separationsmöglichkeiten von mechanisch und thermisch induzierten Dehnungsänderungen in einer Dehnungsmessfaser für das Kaimauermonitoring mit Brillouin DFOS	171
<i>Engel, P. & Recknagel, C.:</i>	
SensoJointField: Umsetzung eines IoT-Sensornetzwerks für das Deformationsmonitoring hochbeanspruchter Betonfahrbahndecken	184
<i>Köster, U., Vollert, D., Kirschke, N. & Kluck, D.:</i>	
Integraltransformationsbasierte Verfahren zur multiskaligen Analyse von Daten im ingenieurgeodätischen Monitoring	194
<i>Piringer, F.:</i>	
Effizientes Monitoring alpiner Naturgefahren mit Fotogrammetrie	209
<i>Wieser, A., Presl, R., Dammert, L., Thalmann, T. & Neuner, H.:</i>	
Prism effects on total station measurements: steps towards computational correction	223
<i>Rosa, V. & Neuner, H.:</i>	
Investigation of a Profile Laser Scanner for its use in geodetic deformation monitoring	233
<i>Ranzinger, Ž., Štebe, G. & Marjetič, A.:</i>	
Analysis and Compensation of Instrument Orientation Instability in Tachymetric Measurement of Crane Rails	244
<i>Lingel, L., Schneider, L., Ummenhofer, T. & Harmening, C.:</i>	
Dynamisches Monitoring einer Eisenbahnbrücke mit Beschleunigungssensoren und Profillaserscanning	258
<i>Kaufmann, V. & Kellerer-Pirklbauer, A.:</i>	
Monitoring von schuttbedeckten Gletschern gezeigt am Beispiel des Gössnitzkeeses (Schobergruppe, Hohe Tauern) – Methoden und Klimarelevanz	270
<i>Czerwonka-Schröder, D., Pöpl, F. & Fingerhuth, S.:</i>	
Dynamische Brückenüberwachung mit dem Profilmodus des RIEGL VZ- 600i – erste Erfahrungen aus einem Feldversuch in Chile	286

Bauaufnahme und Baumesstechnik	298
<i>Jeraj, S. & Kregar, K.:</i>	
Edge Detection in Point Clouds for TLS Monitoring of In-Plane Displacement	299
<i>Messmer, E.:</i>	
Digitaler Bauantrag und BIM - Anforderungen an die amtlichen Geodaten	311
<i>Clemen, C. & Wagner, A.:</i>	
BIM Fachmodelle der Vermessung	319
<i>Chen, S., Effkemann, C., Becker, R., Ferroni, L., Ludwig, J., Seitz, I., Louen, C., Tabatabaei, S. & Blankenbach, J.:</i>	
FloMuSS – Fleet-Based Multi-Sensor System for the Continuous Acquisition of Spatially and Temporally High-Resolution Data of the Urban Streetscape	328
<i>Kalenjuk, S.:</i>	
Praxisberichte zum Einsatz fahrzeuggestützter Mobile-Mapping-Systeme für Bestands- und Kontrollvermessungen	341
<i>Federmann, M.:</i>	
Geometrische Herausforderungen – Geodätische Lösungen	353

Aktuelle Projekte der Ingenieurgeodäsie

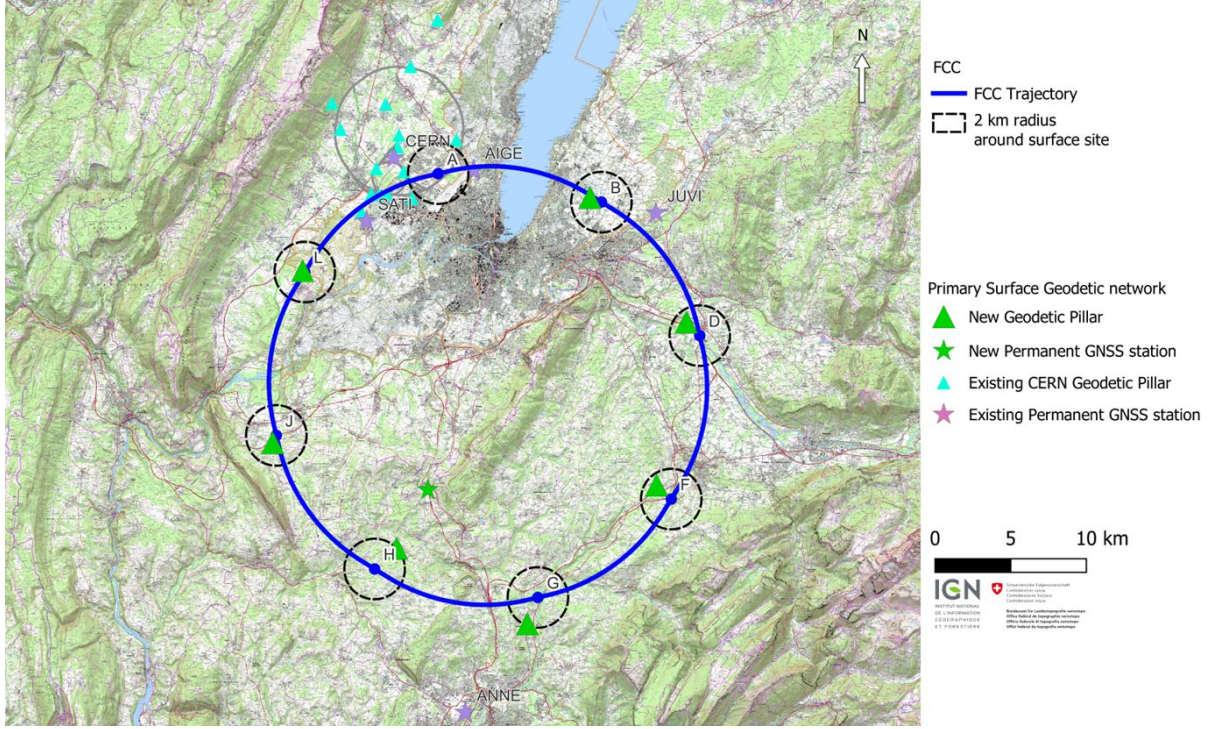


Fig. 1: Layout of the FCC in the Franco-Swiss border region and geodetic network.

2 Challenges for Alignment

The challenges of the FCC for the alignment are partly linked to the pure dimension and the associated logistics of the installation as to the number of components that have to be aligned. To the existing ~ 60 km of beam lines at CERN further 90 km beam line of the FCC-ee, additional 90 km for the booster in the same tunnel, transfer lines and a new injector complex will be added. The manual operation of surveying and alignment tasks reaches its limits, and the key for the successful installation and operation of the facility should be the automation of most tasks, which includes the surveying measurements. The distance in between shafts increases from 3.8 km for the LHC to 11 km for the FCC and the accelerator plane is inclined by 0.5° . In addition, beam physicists have significantly stricter accuracy requirements for the installation compared to previous projects at CERN. The alignment tolerances for the FCC-ee based on physics simulations are shown in table 1 for the critical elements.

The alignment tolerances as specified in Tab. 1 correspond to the applied misalignments used in physics simulations based on a gaussian distribution truncated at 2.5σ and the values evolve with the project progress. They include all steps from the design, production, assembly, calibration, fiducialisation, alignment and operation. The tolerances should be considered as 1σ with respect to components in a sliding window of 100-200 m. For the alignment of the Interaction Region (IR) and the Final Focussing (FF) doublet section, specific permanent monitoring and alignment systems need to be developed.

Table 1: Alignment tolerances for FCC-ee at 1σ as used for physics simulations.

Element type	Δx (hor.) μm , Δy (ver.) μm	Δz (long.) μm	Roll angle μrad
Girders	150	500	150
Arc magnets on the same girder	50	100	50
IR section without sextupoles	50	50	100
IR section with sextupoles	30	100	30
FF-doublets section	10	100	10
All dipoles	1000	500	1000

3 Developments

3.1 Geodetic Infrastructure

For each new generation of particle accelerators at CERN, it has been necessary to modify and extend the geodetic infrastructure and to adapt it to the project needs with improving demand for accuracy. Currently, the CERN Coordinate System (CCS) is the reference system at CERN, associated with the CERN Geodetic Reference Frame (CGRF) and a local gravity field model. The CCS originates from the Proton Synchrotron in the 1950s and has evolved with CERN's major extensions and successive projects. It is a 3D cartesian local astronomic coordinate system, limited to the current CERN area and is adapted for local survey and alignment of the machines within CERN, but not for mapping and large civil engineering works. The geodetic reference network covers only the current CERN area.

For the FCC, the geodetic infrastructure must be extended and adapted to align with the current best geodetic practices, and serves the different phases of the project

- Connecting the CERN facilities to local, national and international facilities,
- Civil engineering works that include tunnel boring,
- Installation and maintenance of the infrastructure above and below ground,
- Installation and alignment of the accelerator components,
- Maintenance and upgrade of the alignment.

The major task is to define new coordinate reference systems, to establish the necessary geodetic reference frames and to determine a high-precision gravity field model for the FCC area. These works are conducted in the collaboration with expert institutes as Swisstopo, ETH Zürich, IGN and HEIG-VD.

A new static CERN Terrestrial Reference Frame (CTRF) is defined. The CTRF will be connected to existing local, regional, and global reference frames by geodetic transformations. Additionally, a CERN Projected Reference Frame (CPF) and a gravity-based CERN Vertical Frame (CVF) will be employed, mainly for planning and carrying out construction works. Figure 2 outlines the link between the coordinate reference systems for the FCC.

A densification of the French and Swiss static reference networks was conducted recently in the vicinity of the planned FCC surface sites to create a Primary Surface Geodetic Network (P-SGN). The criteria for the site selection have been the optimal GNSS environment, the durability and operational parameters. The pillars have a forced centring system that is adapted for different instrument types. The coordinates of the markers will be calculated in the ETRF using simultaneous GNSS observations. The first measurement campaign is planned in 2026. One of the pillars is equipped with a continuously operating reference station, supplementing the Réseau Géodésique Permanent operated by the IGN. The P-SGN will serve different purposes as i.e. the civil engineering and surveying works required for the construction of the FCC tunnel, provide a long-wavelength basis for the alignment works of the accelerator and provide the reference for the geo-kinematic monitoring of the FCC area.

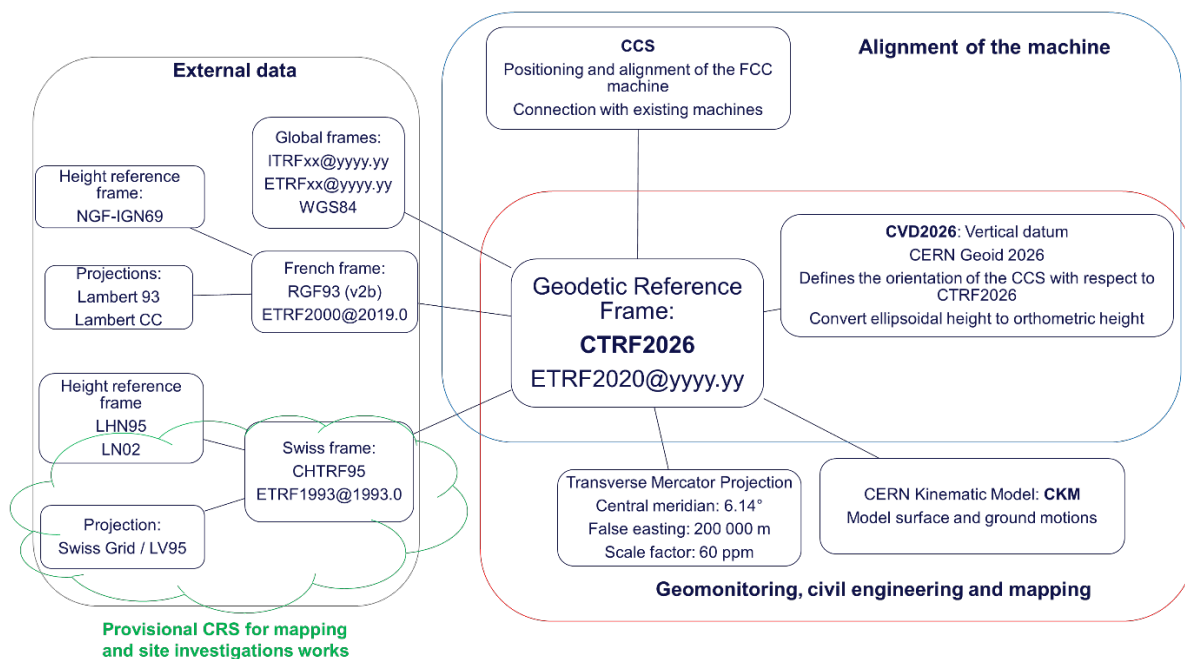


Fig. 2: Graphical outline of the coordinate reference systems for the FCC.

To align accelerator components in a Euclidean plane, all survey observations need to be corrected to consider variation of the direction of the plumbline – deflection of the vertical. Precise knowledge of the deflection of the vertical is also mandatory for the reduction of gyroscopic observations to guide and control the orientation of the TBM. In this context a comparison of existing geoid models for the FCC region has shown a standard deviation in the order of 5 cm (KOCH et al. 2023). It is above the accuracy demanded for the precise alignment of the FCC components. A geodetic control profile over 40 km has been created with measurements using GNSS and levelling, relative gravity observation and measurements of the deflection of the vertical (KOCH et al. 2022). It is used as a validation dataset for all gravity related studies of the FCC project.

An initial local gravimetric geoid model was computed using the GROOPS software toolkit (MAYER-GÜRR et al. 2021) aiming to reach a centimetric accuracy over the FCC area. It raised challenges linked to the gravity data coverage or the impact of the choice of the digital

terrain model (Koch et al. 2025). The model will be refined in collaboration with SwissTopo and the same methodology will be applied for the computation of quasi-geoid required by the new Swiss height system. To overcome the challenges, a densification of observation data and the development of a gravity simulation tool are foreseen.

3.2 Software and Simulations

At CERN, the LGC software (Logiciel Général de Compensation) is a geodetic least-square adjustment software package developed at CERN to compute position estimates and related statistics from surveying observation. LGC has evolved since the mid-1980s and it is used intensively for the 3D analysis of acquired data for the alignment at CERN. In late 2025, the first open-source version of LGC has been released (KAUTZMANN et al. 2024).

The software supports over 20 different observation types and allows the definition of local coordinate systems associated with structural assemblies, such as magnets or girders, to realistically model points that are geometrically linked to the same object. These local coordinate systems are organised in a hierarchical tree, in which individual systems are related by Helmert transformations that may either be estimated as part of the adjustment or assumed to be fixed, thereby ensuring a consistent connection between local measurement frames and the global reference system. The supported observation models include horizontal and vertical angles, distances, levelling information, various types of offset measurements, as well as inclinometer, HLS, and WPS sensor observations. In addition, the software can consider local geoid information, allowing the correct handling of verticalized instruments and height-related observations adapted to local site conditions.

For the FCC, the evaluation and comparison of different alignment strategies is a central aspect of the overall alignment concept. These studies are performed using the LGC software, which provides the necessary simulation capabilities to assess achievable precision, reliability, and robustness through error propagation studies. Compared to previous use cases, the size of the resulting parameter estimation problems increases by several orders of magnitude, potentially involving more than one million variables and several million observations. Significant computational improvements have already been implemented in LGC for the FCC-ee study. The software has been adapted to exploit sparse linear algebra methods, enabling the efficient treatment of large-scale least-squares problems. In addition, the evaluation of the mathematical observation models has been significantly accelerated by exploiting the sparsity of the models and the underlying matrix structure. A substantial reduction in memory requirements has been achieved through the simultaneous computation of the parameter covariance matrix columns and the diagonal of the residual covariance matrix, which is required for reliability analysis. This approach eliminates the need to store the full parameter covariance matrix, thereby making reliability computations feasible even for large-scale problems. In parallel, a dedicated interface for the evaluation of mathematical observation models and their derivatives has been introduced. This decoupling of the mathematical core from the classical least-squares formulation enables rapid prototyping of alternative estimation approaches, such as L1-norm, Huber-based objectives or iterative reweighting schemes for blunder detection. Finally, the solution of nonlinear least-squares problems has been strengthened through the introduction of a globalisation strategy based on the Levenberg–Marquardt algorithm, allowing robust convergence even in cases where the

initial approximate coordinates are only poorly known. Together, these developments enable large-scale simulation studies involving several million observations and more than one million unknowns. Among the future developments are several key areas. One of them is the integration of an Optimum Experimental Design (OED) approach within LGC. The goal of this approach is to optimise the achievable parameter precision by selecting an optimised layout of reference marks and measurement configurations. This is particularly relevant given the large number of components and sensors to be fiducialised and the very stringent alignment tolerances required for the FCC. The OED functionality is expected to build upon the recently introduced interface for the evaluation of observation models and their derivatives, providing a flexible framework for design optimisation. Another development focus is the strengthening of the already existing file-less monitoring interface (GUTEKUNST et al. 2024), which is tailored to continuous monitoring and alignment applications. In this context, the emphasis is on computational efficiency in order to guarantee short estimation cycles, a key requirement for automated alignment and monitoring workflows. A further area of development concerns the extension of the estimation framework to include component deformations. This may involve the integration of novel types of observations, such as in-fibre-based length measurements using frequency-scanning interferometry (FSI) and is expected to become particularly important in highly sensitive areas, for example the Machine–Detector Interface (MDI) region.

3.3 Fiducialisation

Fiducialisation at CERN is the process of precisely determining and transferring the functional axis of a component, most commonly the magnetic axis, corresponding to the trajectory of the particle beam with respect to external reference points, known as fiducials. This process is critical, as it directly impacts the achievable alignment accuracy of accelerator components during installation and subsequent maintenance.

Taking the Future Circular Collider (FCC) girder, see figure 3 (BENEDIKT et al. 2025), multiple beam-line components are installed, fiducialised, and pre-aligned as a single assembly. These components include magnets (quadrupoles and sextupoles), beam pipes, and beam position monitors (BPMs), which are used to monitor the beam trajectory. Initially, the magnetic axes of the magnets are determined, and the functional axes are then related to external reference targets. Subsequently, each component mounted on the girder is aligned with respect to a common reference frame.

Although fiducialisation is traditionally performed using high-precision instruments such as laser trackers or coordinate measuring machines (CMMs), the FCC project requires the evaluation and validation of novel measurement systems. These include instruments with high-accuracy surface scanning capabilities and the ability to measure six degrees of freedom (6 DoF), such as next-generation laser trackers, laser radars, and structured light scanning systems. Furthermore, recent advances in Frequency Scanning Interferometry (FSI) offer opportunities to further improve measurement efficiency and accuracy during fiducialisation.

One of the primary challenges of fiducialisation is the extremely tight alignment tolerances required. Mechanical deformations arising from gravity, thermal variations, transport, and mounting stresses can introduce systematic errors if not properly modelled and compensated.

To address these challenges, the development of a virtual platform is essential to predict, optimise, and validate measurement results and alignment procedures both prior to and during physical measurements. Such a platform would incorporate unified metrology models to optimise measurement networks and strategies through the simulation of instrument configurations, fiducial layouts, lines of sight, and environmental effects. In addition, simulation environments and digital twin models leveraging advanced modelling techniques and machine learning can enhance the understanding and quantification of coupled structural - thermal effects at both the individual magnet level and the complete girder assembly. Error propagation tools are also required to identify and estimate dominant error sources associated with measurements, mechanical effects, assembly sequences, and alignment processes.

Another significant challenge for the FCC arises from the large number of components involved. It is estimated that more than 23,000 magnets will be constructed and installed across the collider and booster rings. Consequently, automation is essential for fiducialisation and alignment. Automated measurement systems must achieve the required precision while remaining efficient and scalable.

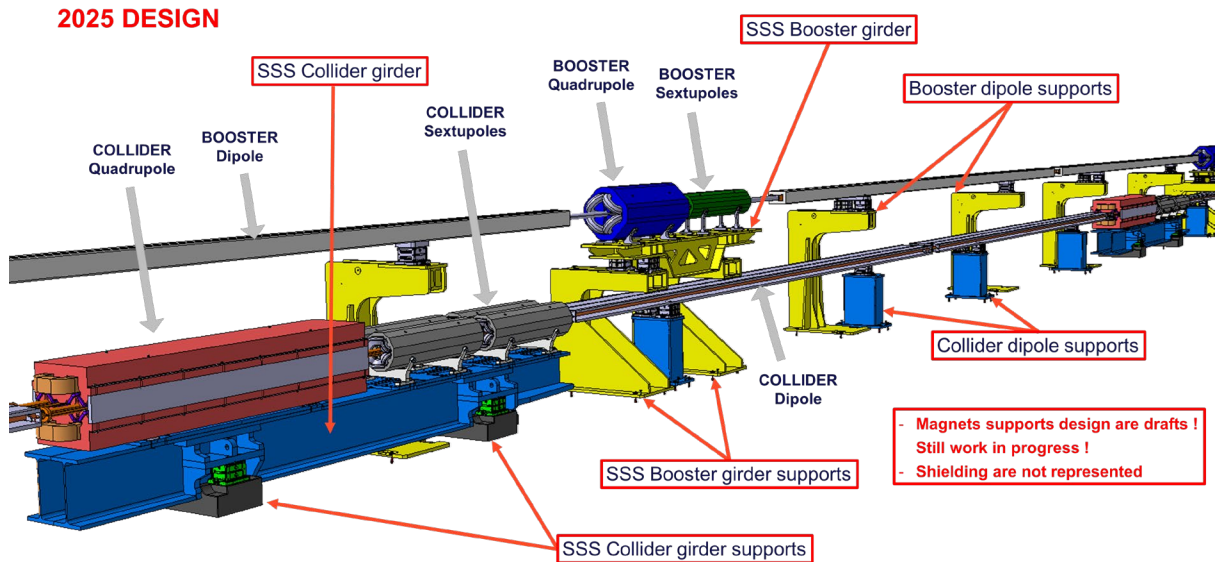


Fig. 3: Draft design of the FCC-ee beamline and girder assembly.

3.4 Machine Detector Interface Alignment Challenges and Deformation Monitoring for FCC-ee

The Machine–Detector Interface (MDI) is widely recognized as one of the most challenging areas of the FCC-ee accelerator. Its design is evolving rapidly, driven by the need to integrate an increasing number of functions within an extremely constrained and complex environment. The MDI plays a critical role in preparing and delivering the beams immediately upstream of the interaction point; its performance directly impacts on luminosity and overall machine stability.

While the fundamental role of the MDI has remained unchanged over time, its implementation within FCC-ee introduces unprecedented constraints. To achieve the required

optics performance, the final focusing elements must be placed partially inside the detector volume. This configuration drastically increases the complexity of the assembly, leading to an exceptionally dense arrangement of components within a very limited spatial envelope. In addition, the MDI region is subject to strong magnetic fields, steep temperature gradients, and very high radiation doses, the precise levels of which continue to evolve as simulations and detector integration studies progress.

Among the most stringent constraints are those related to alignment. The final focusing doublets must be positioned with extremely high accuracy (see table 1), and their position, orientation, and potential deformations must be known not only during installation, but also throughout operation. The combination of limited accessibility, harsh environmental conditions, and tight tolerances renders conventional alignment and monitoring solutions unsuitable. Neither existing accelerator implementations nor commercially available sensor systems can meet the full set of requirements imposed by the FCC-ee MDI environment. This conclusion, supported by previous studies and experimental investigations (WATRELOT 2023), motivated the development of a dedicated alignment and deformation monitoring concept tailored specifically to this application.

Following a detailed analysis of the requirements and constraints, a novel monitoring strategy was proposed (WATRELOT 2023, WATRELOT et al 2023) and is currently under active development. The approach is based on Frequency Scanning Interferometry (FSI), a well-established optical measurement technique capable of providing micrometric distance measurements under controlled conditions, and, crucially, allowing for simultaneous monitoring of multiple measurement paths. Although FSI as a measurement principle has been known since the 1980s (KIKUTA 1987), its application to continuous deformation monitoring of accelerator components represents a significant innovation.

The core concept, developed and described in detail in (WATRELOT 2023, WATRELOT et al. 2023), consists of monitoring the optical fibre itself rather than discrete external targets. Semi-reflective interfaces are intentionally introduced along the fibre, for example by means of controlled imperfect splices that create localized reflective defects. Each of these interfaces acts as a partial reflector, enabling independent interferometric measurements of multiple fibre segments along a single optical path. By placing several such semi-reflective elements on one fibre, it becomes possible to monitor multiple distances simultaneously and independently, with micrometric precision (WATRELOT 2023).

To translate these distance measurements into a geometrical description of structural deformation, the fibres are arranged in helical patterns around the tube to be monitored. Changes in the measured fibre segment lengths reflect local and global deformations of the structure. A least-squares adjustment procedure is then applied, linking a deformation model of the tube to the analytical equations describing the helices. From this adjustment, the deformation parameters can be estimated efficiently, allowing reconstruction of the tube's three-dimensional shape with high accuracy.

This strategy forms the backbone of the proposed MDI alignment monitoring system. To date, the feasibility of simultaneous and independent multi-segment FSI measurements has been demonstrated experimentally. A series of progressively more complex prototypes has been

developed, each validating key aspects of the concept and advancing the system toward realistic implementation conditions (WEYER et al. 2024).

Current efforts focus on the validation of the complete MDI alignment strategy using a dedicated deformation test bench. The objective of this bench is to reproduce, at half scale, the mechanical and metrological conditions of the MDI assembly, while integrating the monitoring system as close as possible to its final configuration. Controlled deformations are applied to the structure, and the reconstructed shapes obtained from the FSI system are cross-checked against reference measurements provided by conventional surveying instruments, typically a laser tracker.

The ongoing work includes the mechanical design, construction, and commissioning of the deformation bench, as well as the machining and preparation of the tube to be monitored. The latter represents a particularly demanding task, as nearly 100 m of bare optical fibre must be handled, routed, and glued without damage. The deformation bench has now been designed and built, using a Universal Alignment Platform as the deformation-inducing system. This 6 DoF platform, commonly employed for component realignment in accelerator tunnels, provides precise and accurate control of imposed displacements and rotations.

Initial tests, shown on left part of figure 3, are currently being conducted using a polymethyl methacrylate (PMMA) tube, selected for its lower stiffness compared to aluminium, allowing larger and more easily measurable deformations during early validation phases. A network of reference points placed on the tube surface is monitored independently to provide external validation data. In parallel, the aluminium tube intended for the next phase of testing has been manufactured, including precisely machined grooves designed to host the optical fibres.



Fig. 4: Assembled deformation test bench with laser tracker (left) and groove measurement (right).

These grooves are presently being inspected, as shown in figure 4 (right), to identify any systematic offsets or machining imperfections. Such deviations can be incorporated directly into the helix equations used in the deformation model, thereby preventing loss of precision in the final reconstruction. The forthcoming steps include final integration of machining imperfections into the model, preparation and qualification of the fibres, gluing of the fibres

into the grooves, and full system testing. Although the remaining tasks are well defined, they are expected to be particularly demanding and time-consuming.

In parallel with this work, additional R&D activities are being pursued to extend the capabilities of the FSI system. These include long-range FSI measurements for applications around the detector, monitoring of the vertex detector shape, and tracking of detector opening and closing motions. Together, these developments contribute to a coherent metrology strategy for future collider experiments, with the FCC-ee MDI serving as a primary and particularly challenging use case.

3.5 Automated Offset Measurement

To guarantee sufficient alignment accuracy, wire offset measurements are essential at CERN, particularly for large accelerators. This method consists of measuring, using a large calliper gauge, the horizontal offsets between a magnet's fiducial and a reference wire stretched over distances up to 120 m. By repeating this operation with a 50% overlap, it is possible to determine the alignment of the machine's arcs with a high degree of precision. In addition, offset measurement is employed in monitoring systems such as the Full Remote Alignment System (FRAS) (BIEDRAWA et al. 2022). Developed for the HL-LHC, FRAS is a powerful installation comprising multiple sensors like Wire Positioning System (WPS); however, due to its system complexity and cost, it is not suitable for deployment along the entire accelerator, such as the FCC-ee.

With the upgrade of the LHC, several constraints - including increased radiation levels and the time required for measurements - have led the Geodetic Metrology Group to develop an innovative vision-based measuring prototype. This system is a promising tool, intended to partially replace the labour-intensive, manual wire offset measurements and to provide a link between FRAS and the rest of the accelerator. Mainly based on photogrammetry, this prototype called Ecartometry Measurement by Automatic Photogrammetric Survey (EMAPS) allows contactless horizontal offset measurements between a referenced stretched wire and one or multiple photogrammetric targets installed or engraved on the accelerator components. The offset measurement is performed with an automatic pipeline based on the open-source software MicMac adapted through a CERN and IGN collaboration.

The current prototype features four 24 MP Nikon D5600 cameras integrated on a rigid carbon beam measuring 800 mm \times 200 mm. It also includes four Wyler ZeroTronic inclinometers installed on two individual aluminium cubes. A studio flash with a green filter and a triggering microcontroller are integrated on the beam to complete the prototype. For the development phase, the system is installed on a manual trolley to facilitate handling and mobility. A ball-joint interface was positioned on the trolley and connected to the EMAPS via a steel bar. On the opposite side, a handle, and a counterweight were added to ensure balanced and ergonomic operation (see figure 5).

To measure the offset, a preliminary calibration phase is required to determine the cameras parameters and the boresight matrix between the inclinometers and the cameras (BARCET et al. 2024). After this phase, the reference wire can be manually tensioned between two anchor points. The EMAPS has the flexibility to measure WPS sensors of the FRAS with engraved

photogrammetric targets or alternatively to measure in the arcs of the accelerator temporarily installed photogrammetric targets on the 3.5-inch interface of the magnet fiducials. For the prototype operation, reference targets are installed manually on the magnet's fiducial in the arcs. For the FCC-ee, it is feasible to consider engraving the photogrammetric targets directly on the magnets during the manufacturing process, followed by a fiducialisation.



Fig. 5: Photo of the EMAPS prototype during validation measurements

The results of numerous test campaigns are very encouraging, and repeatability tests showed 15 μm standard deviation while adjusted redundant measurements in the LHC with ~ 500 measurements can still reach standard deviations of less than 20 μm for individual measurements. First comparisons with manual offset measurements and a FRAS test setup indicate an accuracy of $\sim 40 \mu\text{m}$. The future developments of the EMAPS concentrate on the automation and the replacement of the cameras by industrial cameras with a redesign of the mechanical fixation to improve the mechanical stability of the relative orientation.

4 Conclusion

The specified alignment tolerances for the FCC-ee are extremely challenging and several tasks are above the state of the art. A research program has been initiated in the Geodetic Metrology Group for the pre-TDR phase to address several of these challenges. The geodesy preparation is most advanced, and major challenges have to be solved using innovative solutions based on FSI for the MDI area and for the monitoring of the beam delivery system. The EMAPS paves the way for the automation of measurement tasks in the tunnel that will be a key element for the establishment of cost-efficient solutions for the installation and maintenance of the FCC-ee alignment. The approval of the FCC study by the CERN Council is expected in 2028.

Literature

- BARCET, F., BESTMANN, P., & MERGELKUH, D. (2024): Direct wire offset measurement by photogrammetry including gravity link. Proceedings of IWAA 2024, SLAC National Accelerator Laboratory, Menlo Park, CA, USA.
- BENEDIKT, M., ZIMMERMANN, F., AUCHMANN, B, ET ALL (2025): Future circular collider feasibility study report: Volume 2 Accelerators, technical infrastructure and safety. In: The European Physical Journal Special Topics 234 (19).
- BIEDRAWA, P., BLANCO VINUELA E., CALA FRANCO, C. et al (2022): Full remote alignment system for the High-Luminosity Large Hadron Collider HL-LHC. Proceedings IWAA 2022, CERN, Geneva, Switzerland.
- GUTEKUNST, J., KAUTZMANN, G., KLUMB, F., MAINAUD DURAND, H. & SOSIN, M. (2024): Continuous position estimation for the full remote alignment system of the High Luminosity LHC upgrade. In: Proc. IPAC'24, Nashville, TN, May 2024, pp. 3337-3340.
- KAUTZMANN, G., GUTEKUNST, J. KLUMB, F., & ELSON, P. (2024): LGC Open-Source: A Strategy to Share Adjustment Software and Algorithmic Development. Proceedings IWAA 2024, SLAC National Accelerator Laboratory, Menlo Park, CA, USA.
- KIKUTA, H., IWATA, K. & NAGATA, R. (1987): Absolute distance measurement by wavelength shift interferometry with a laser diode: some systematic error sources. In: Applied Optics Vol.26, 1987
- KOCH, J. A., MARTI, U., ROTHACHER, M., & WILLI, D. (2022). High-precision profile for geoid validation in the FCC region at CERN. In: Gravity, Geoid, and Height Systems 2022 Symposium (GGHS 2022). ETH Zurich.
- KOCH, J. A., MARTI, U., HERRERA PINZÓN, I. D., WILLI, D., SOJA, B., & ROTHACHER, M. (2023). Geoid Computation for the Future Circular Collider at CERN. In: International Union of Geodesy and Geophysics General Assembly (pp. 235-243). Cham: Springer Nature Switzerland.
- KOCH, J.A., SOJA, B., ROTHACHER, M. (2025). Impact of Different DEMs on High-Precision Geoid Modeling in the Region of CERN. In: International Association of Geodesy Symposia. Springer, Berlin, Heidelberg.
- MAYER-GÜRR, T., BEHZADPOUR, S., EICKER, A., et al. (2021): GROOPS: A software toolkit for gravity field recovery and GNSS processing. In: Computers & geosciences, vol. 155, p. 104864.
- REW, L., VOIRON, J., CUNNINGHAM, R., & OSBORNE, J. (2025). Site characterisation for a deep, 91 km long tunnel: A case study of CERN's FCC. In: Tunnelling into a Sustainable Future—Methods and Technologies (pp. 1140-1147). CRC Press.
- WATRELOT, L., SOSIN, M. & DURAND, S. (2023): Frequency scanning interferometry-based deformation monitoring system for the alignment of the FCC-ee Machine Detector Interface. In: Measurement Science and technology 34(075006)
- WATRELOT, L. (2023): FCC-ee Machine Detector Interface Alignment System Concepts. HESAM Université, France.
- WEYER, B., WATRELOT, L. & NIEWIEM, W. (2024): Status of geodetic studies and alignment perspectives for the CERN future circular collider. Proceedings IWAA 2024, SLAC National Accelerator Laboratory, Menlo Park, CA, USA.

Schweben- und Schachtüberwachungen mit verteilten-faseroptischen Sensoren in Bergwerken

Eike BARNEFSKE¹ (0000-0003-3180-3626), Rainer WEIßMANN¹, Patrick LEHN¹, Mike LIESKE¹ & Volker BUSSE¹

¹ Bundesgesellschaft für Endlagerung mbH, eike.barnefske@bge.de (corresponding Author)

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-002](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-002), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Einleitung

Faseroptische Sensoren (FOS) erweitern seit ca. 25 Jahren das Spektrum der geodätischen und geotechnischen Sensoren. In den ersten Anwendungen wurden meist Sensoren eingesetzt, die eine Dehnungs- oder Temperaturänderung an einem „Punkt“ (Bereich von ca. 1 cm) messen (SAMIEC 2011). Die zentralen Vorteile von FOS gegenüber elektronischen Sensoren sind, dass die Sensoren in Reihe geschaltet werden können und dass sie immun gegen elektromagnetische Einflüsse sind (MONSBERGER ET. AL. 2022). Heute werden meist verteilte FOS (VFOS) bei der Bauerwerksüberwachung eingesetzt. Hierbei kann die ganze Glasfaser als sensitives Element verwendet werden. VFOS sind bei geotechnischen Anwendungen in Bergwerken von Interesse, da die dünnen und langlebigen Faserkabel zusätzlich zu anderer Sensorik in Bohrungen an der Kontur des Gebirges mit geringem Mehraufwand installiert werden können. Mit VFOS-Kabeln können Dehnungen bzw. Stauchungen und zusätzlich Temperaturänderungen mit einer örtlichen Auflösung von 1 cm bis 50 cm entlang des Kabels gemessen werden, was zu einem signifikant gestiegenen Informationsgewinn über das meist heterogene Gestein führt (CHENG ET. AL. 2015). Die faseroptischen Sensoren erweitern somit das Feld der geotechnischen Messungen insbesondere für Verschiebungs- bzw. Dehnungsmessungen, die klassisch hauptsächlich über Konvergenzmessungen (im Hohlraum) oder mit Extensometer- bzw. Inklinometermessungen (im Gebirge) umgesetzt werden.

Die Bundesgesellschaft für Endlagerung (BGE) erprobt seit ca. drei Jahren den Einsatz von verschiedenen VFOS-Verfahren und Kabeln für die Schachtüberwachung, die Überwachung von relevanten untertägigen Bereichen und Bauwerken, wie z. B. Schweben, Verschlussbauwerken und Ausbausicherungen. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass das zu überwachende Objekt bereits im Bestand ist und nur minimale Eingriffe, wie Bohrungen und Schlitze, möglich sind.

Prinzipiell werden geotechnische und geodätische Messungen in den Endlagerbergwerken während der Errichtungs- und Betriebsphase zur Überwachung der Standsicherheit und der Arbeitssicherheit eingesetzt. Darüber hinaus dienen sie zur Überwachung des mechanischen Verhaltens des Gebirges, um einen Abgleich zwischen prognostiziertem und tatsächlichem Gebirgsverhalten ableiten zu können. Beim Einsatz numerischer Modelle können die Messergebnisse zur Parameterkalibrierung sowie zur Verifikation des Modells verwendet werden.

In diesem Beitrag wird über die Planung, die Installation, die Durchführung und die Bewertungsansätze einer Schwebenüberwachung berichtet. Ferner wird über die Konzepte und die ersten Versuche zur Schachtüberwachung mit VFOS berichtet.

2 Verteilte-faseroptische Sensoren

Das Prinzip der verteilten-faseroptischen Messung basiert auf dem Effekt, dass Licht, das in einen Faserkern interregiert wird, mit dem umgebenden Mantel und Störungen im Glas interagiert und (Rück-)Reflektionen entstehen. Diese unvermeidbare Reflektion verändert sich, wenn die Faser mechanisch gestaucht bzw. gedehnt wird oder eine Temperaturänderung erfährt. Drei unterschiedliche Streulichtphänomene, die jeweils nach ihren Entdeckern Rayleigh, Raman und Brillouin benannt sind, können für verteilte-faseroptische Temperatur-, Dehnungs- und Schwingungsmessung verwendet werden (LIENHART ET. AL. 2021, SAMIEC 2011). Für geodätische und geotechnische Anwendungen werden die Temperatur- und Dehnungsmessung angewendet. Bei jeder VFOS-Messung wird ein Aufbau aus Interrogator, Faserkabel und Befestigung des Faserkabels mit dem zu überwachenden Objekt benötigt. Optional können im Messaufbau Zuleitungen und optische Weichen installiert werden (Abb. 1).

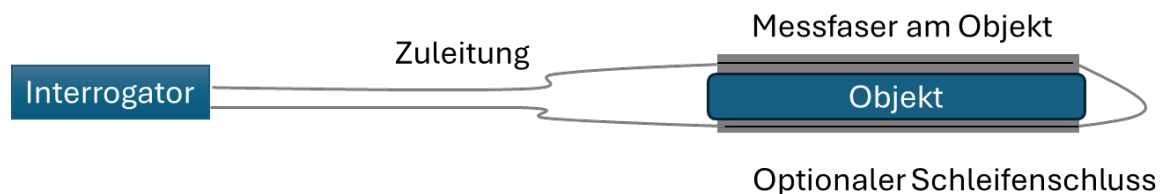


Abb. 1: Komponenten für einen VFOS. Bestehend aus Interrogator (Sende-, Empfang- und Auswerteeinheit), Zuleitungen zum Messobjekt und kraftschlüssig installierte Messfaser.

Genaue Temperaturmessungen werden mit speziellen Raman-Interrogatoren durchgeführt, die nur Effekte messen, die aufgrund von Temperaturänderungen auftreten. Mit Rayleigh- und Brillouin-Interrogatoren werden mechanische und temperaturbedingte Änderungen gemeinsam gemessen, sodass eine Trennung der Einflüsse im Nachhinein erfolgen muss. Typische Methoden für diese Trennung sind das Messen mit einer am Objekt gekoppelten und einer entkoppelten Faser oder einer mathematischen Korrektur der Dehnungswerte mit einer externen Temperaturmessung. Rayleigh- und Brillouin-Interrogatoren unterscheiden sich im praktischen Einsatz in vier Punkten (DÖRING ET. AL. 2016, HARTOG 2017, NÖTHER 2010):

- Der Notwendigkeit einer Schleife für präzise Messungen
- Der maximalen Reichweite
- Der minimalen Auflösung
- Der Dauer einer Messung

Am Markt verfügbare Rayleigh-Interrogatoren können ohne eine Kabelschleife hochgenaue Messwerte mit einer typischen Auflösung von kleiner 1 cm und eine Reichweite von ca. 70 m liefern. Brillouin-Interrogatoren ermöglichen eine längere Reichweite von mehr als 100 km, die Messungen dauern jedoch länger und werden i.d.R. nur mit einer örtlichen Auflösung von

50 cm durchgeführt (LIENHART ET. AL. 2021). Für genaueres Messen muss das Prinzip der stimulierten Brillouinstreuung angewendet werden, sodass eine Schleifenanordnung des Faserkabels obligatorisch ist (FIBRISTERRE SYSTEMS GMBH 2020).

3 Schwebenüberwachungsmessungen

3.1 Planung, Installation und Messungen

Aufgrund von anstehenden bergbaulichen Arbeiten wird eine bestehende Strecke im Endlager für radioaktive Abfälle Morsleben künftig verstärkt genutzt. In einer Schweben unterhalb dieser Strecke wurde durch Radarmessungen ein linienförmiger Reflektor festgestellt. Dieser Reflektor wurde durch eine senkrechte Bohrung mit anschließender Videoendoskopie als ungefähr horizontal verlaufender Riss bestätigt. Zur Bewertung der Arbeitssicherheit wurde die Bohrung anschließend messtechnisch mit einem Mehrfach-Extensometer, sowie zwei VFOS-Kabel ausgestattet und kraftschlüssig verfüllt.

Aufgrund der geringen Streckenhöhe, welche nur ca. der Hälfte der Bohrlochlänge entspricht, konnte kein übliches Stangenextensometer genutzt werden. Die Sensorik musste über einen ausreichend großen zulässigen Biegeradius verfügen. Daher wurde ein flexibler magnetostriktiver Sensor mit 12 Ankerpunkten sowie zwei flexible VFOS-Kabel verbaut.

Mithilfe des Extensometers wird die exakte Position und somit die Verschiebung über die Zeit der 12 Messpunkte kontinuierlich beobachtet. Die Messpunkte haben dabei jeweils einen Abstand von ca. 30 cm. Zusätzlich wird mithilfe der Faseroptik die Dehnungsänderung über die gesamte Faserlänge entlang des Extensometers beobachtet (siehe Abb. 2)



Abb. 2: Flexibles magnetostriktives Extensometer mit zwei Dehnungsfasern und Verfüllschlauch.

3.2 Auswertung und Bewertung

Änderungen in der Schweben können mit den VFOS nur relativ zu einer Nullepoche bestimmt werden. Im optimalen Fall ist die Schweben zum Zeitpunkt der Nullepoche intakt und Risse sind nicht vorhanden. Im vorliegenden Fall ist die Schweben schon vor dem Einbau des Faserkabels beschädigt und eine potenzielle weitere Schädigung soll durch die Überwachungsmessung

beobachtet werden. Durch die Auswertung sollen neue Risse bzw. Auflockerungszonen identifiziert sowie das Wachstum von bekannten Rissen quantifiziert werden. Das Auswertungskonzept für diese Fragestellungen sieht vor, dass Dehnungsänderungen zum Einbauzustand des Kabels bestimmt werden. Die Länge des Faserkabels ist bei allen Folgemessungen identisch, sodass die jeweiligen Epochendehnungen anhand der Faserpositionen den Nullepochendehnungen zugeordnet werden können. Eine Temperaturkorrektur ist aufgrund der nahezu konstanten Temperatur in der Schwebe nicht erforderlich. Die Dehnungsänderung ist in Abb. 3 (links) für ein Faserkabel dargestellt. Die Auswertung beginnt im festen Bereich der Schwebe bei etwa -1 m, da durch die Streckenauffahrung das Gebirge im oberen Bereich aufgelockert ist und hier Deformationen auftreten, die nicht bewertet werden sollen.

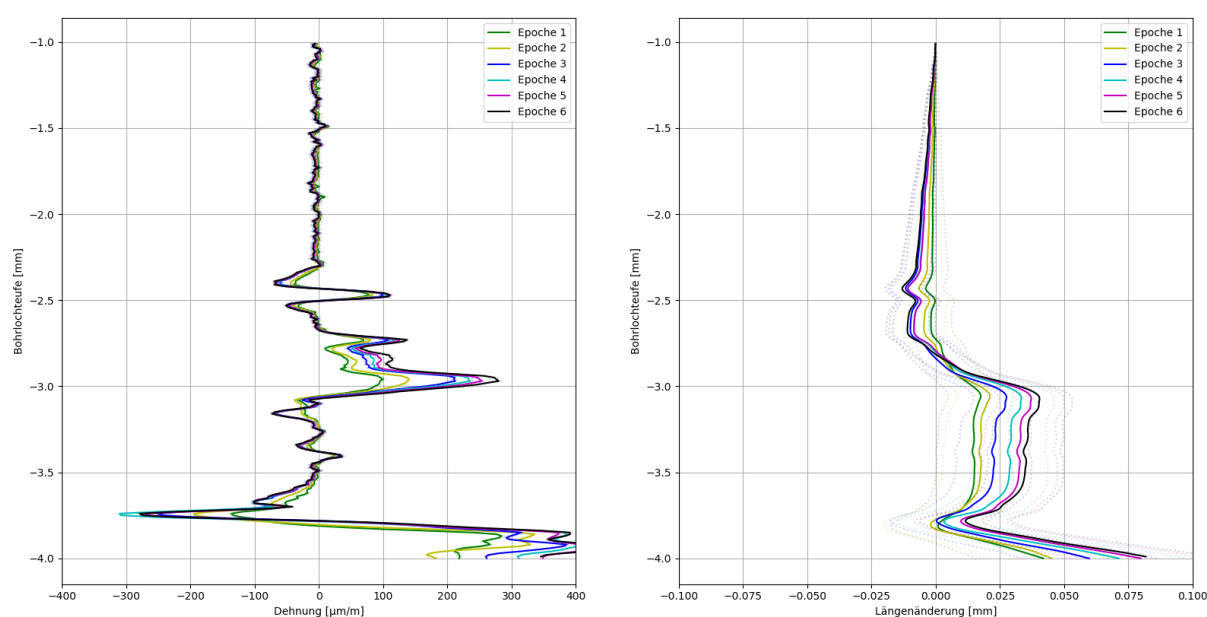


Abb. 3: VFOS in einer Schwebe zur Überwachung von möglichen Deformationen und Rissen. Dehnungen und Stauchungen entlang der Messstrecke (links). Längenänderungen entlang der Messstrecke (rechts). Gestrichelte Linie stellen die Unsicherheit der berechneten und gemessenen Werte dar.

In sechs Folgeepochen konnte festgestellt werden, dass der mittlere Schwebenbereich (-1 m bis ca. -2,5 m) keine signifikanten Dehnungen oder Stauchungen aufweist. Im unteren Bereich der Schwebe (-2,5 m bis -4 m) sind größere Stauchungen bzw. Dehnungen -300 μm bis 400 μm zu beobachten. Das typische Muster für Risse ist erkennbar, sodass mehrere Risse bzw. Auflockerungen in diesem Bereich zu erwarten sind. Diese Annahme deckt sich mit den Beobachtungen der Videoendoskopie. Um die Längenänderung der Schwebe zu bestimmen, kann über die Faserlängen integriert werden. Die Längung der Schwebe ist in Abb. 3 (rechts) dargestellt. Es ist zu beobachten, dass die Schwebe im betrachteten Bereich um 0,075 mm länger geworden ist. Wird die Integration nur über eine Risszone durchgeführt, kann die Risslängenänderung bestimmt werden. Für den bestätigten Riss (bei ca. -3 m) kann eine Aufweitung von 0,02 mm/Jahr gemessen werden, was für die Schwebe als unkritisch zu bewerten ist.

4 Schachtüberwachungsmessungen

4.1 Konzepte und Zielgrößen

Die Schächte der BGE-Bergwerke sind mehrere Jahrzehnte in Betrieb und werden regelmäßig mit den jeweils aktuellen Methoden für die Schachtüberwachung vermessen, beobachtet und hinsichtlich der Standsicherheit bewertet. Die Methoden der Schachtüberwachung werden immer effizienter, genauer und zuverlässiger. Die bisherigen Methoden der Schachtüberwachungsmessungen sehen eine Lotung in Kombination mit Konvergenzmessungen und Nivellements vor. Für diese Vermessungsarbeiten sind die Schächte mehrere Wochen gesperrt und eine Drosselung der Bewetterung ist notwendig. Dieses wird zukünftig nicht mehr möglich sein, sodass eine Methode entwickelt werden muss, mit der Schachtneigungen, Längenänderungen und Verformungen von einzelnen Horizonten bestimmt werden können, ohne dass ein Messtrupp im Schacht arbeitet und Lote eingesetzt werden.

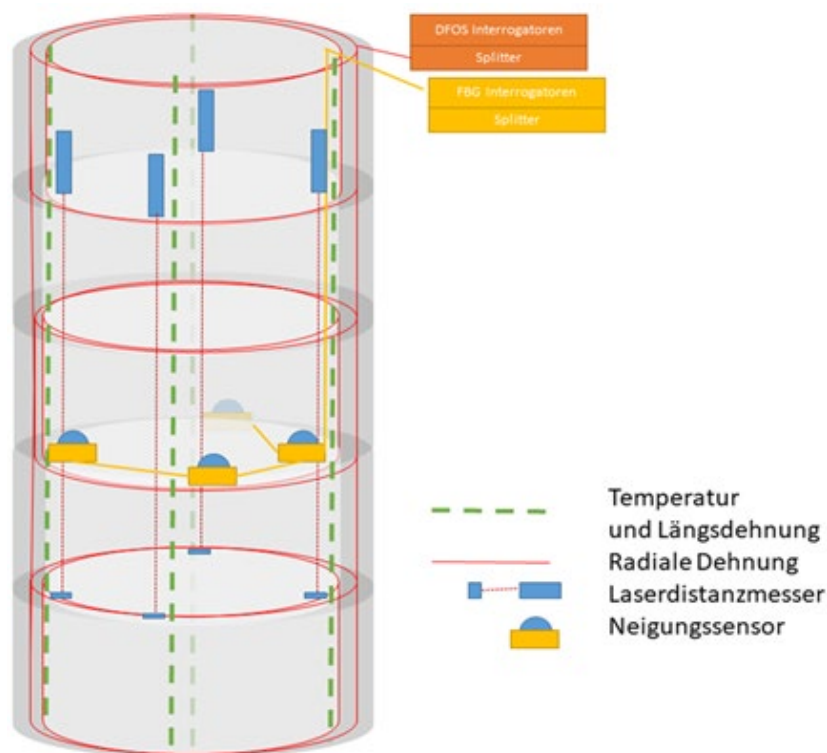


Abb. 4: Faserkabel (rot) für faseroptische Überwachungsmessung werden an der Schachtwand vertikal und in bestimmten Horizonten installiert. Die Faserkabel für Temperaturkorrektur (grün) verlaufen parallel zu den vertikalen Dehnungsmesskabeln. Mit Laserdistanzsensoren werden kurze vertikale Schachtabschnitte überwacht. Neigungen des Schachtes werden mit faseroptischen Inklinometer gemessen.

Das neue Messkonzept nutzt primär VFOS und wird durch Laserdistanzmessungen und Neigungsmessungen ergänzt. Grundlage für die Anwendung ist eine einmalige hochgenaue tachymetrische Vermessung des Schachtes inkl. der Einmessung des Faserkabels. Die Anordnung der Sensoren für das Messkonzept ist in Abb. 4 dargestellt.

Die horizontale Verformung von diskreten Schachthorizonten wird mit zwei parallelen Faserkabeln, die in einem Schlitz installiert sind, bestimmt. Die Teufenänderungen werden mittels der vier um 90° versetzten und vertikal im Schacht verlaufenden Faserkabel gemessen, nachdem die Messwerte höhenmäßig orientiert sind und eine Korrektur der temperaturabhängigen Dehnung erfolgte. Die vertikalen Faserkabel werden zudem für die Berechnung einer potenziellen Änderung der Schiefstellung verwendet. Zur Prüfung der Messgrößen und zur Verbesserung der Deformationsmodelle werden die Distanzmessungen, Neigungsmessungen und die Einmessung berücksichtigt.

4.2 Installation und Temperaturversuch

In einem Vorversuch sollte die Machbarkeit und Auswertung für parallel verlegte Faserkabel im Schachtquerschnitt nachgewiesen werden. Zur Installation der faseroptischen Messtechnik wurde die Schachtwand beraubt und die Faserkabel einbaugerecht konfektioniert. Zusätzlich wurden vor dem Einbau im Bereich der Messhorizonte Zielzeichen für eine Laserscanning-Vermessung (Ist-Formbestimmung der Schachtwand) unterhalb und oberhalb der geplanten Messhorizonte installiert. Die zwei Messhorizonte wurden mithilfe einer Mauernutfräse mit den Abmaßen von ca. 55 mm (Tiefe) und ca. 14 mm (Höhe) in die Schachtwand geschlitzt (Abb. 5).



Abb. 5: Geschlitztes Schachtmauerwerk (oben Messhorizont 1, unten Messhorizont 2).

Die Faserkabel wurden für den Einbau bereits im Labor vorbereitet. Die Vorbereitung umfasste das Zuschneiden der Faserkabel auf die Länge des Schachtumfangs mit zusätzlichen zwei Metern für die Zuleitung. Die Enden der Fasern wurden mit Steckern oder Terminalelementen versehen. Die Fasern wurden meterweise mit einer Markierung versehen (Stecker = 0 m). Eine Funktionsprüfung der Fasern wurde vor der Instrumentierung in der Schachtwand durchgeführt. Die installierten Faserkabel bestehen aus:

- Zwei Multi-Sensor-Kabel mit fester Geometrie (bestehend aus vier Fasern)
- Vier faseroptische Dehnungsmesskabel (bestehend aus einer Faser)
- Ein faseroptisches Temperaturmesskabel (bestehend aus mehreren entkoppelten Fasern)

Zur Sicherstellung eines parallelen Einbaus der einzelnen Faserkabel wurden Abstandshalter entwickelt, in welchen die Kabel befestigt wurden (Abb. 6). Die Abstandshalter wurden mittels

eines FDM-Druckers hergestellt. Bei der Installation in den Messhorizonten wurde der Verbundwerkstoff (Sika AnchorFix 3030) in den Schlitz eingebracht, die Abstandshalter samt Faserkabel hineingedrückt und der Schlitz vollständig mit dem Verbundwerkstoffsfüll (siehe Abb. 7).

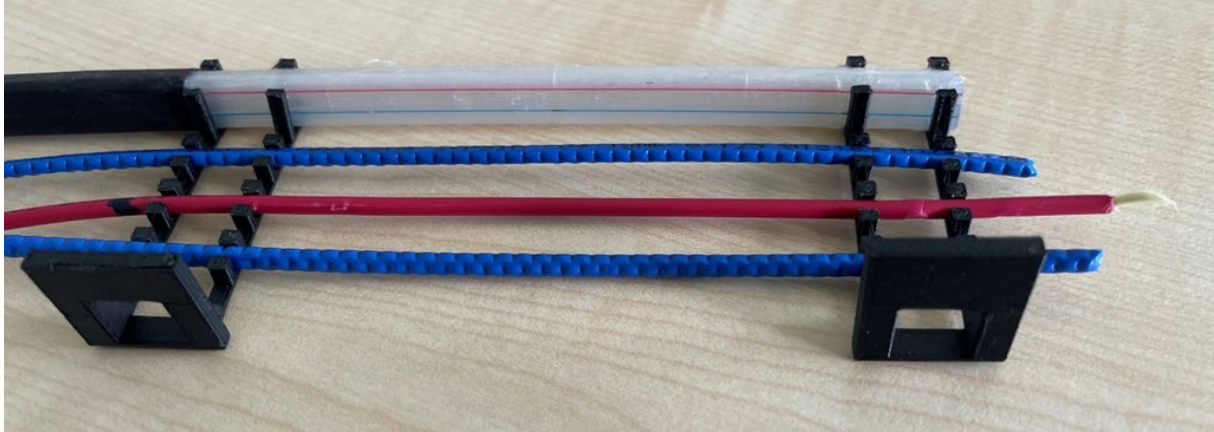


Abb. 6: Abstandshalter mit Faserkabel (v.o.n.u.: Multi-Sensor-Kabel, Dehnmesskabel, Temperaturmesskabel und Dehnmesskabel).



Abb.7: Messhorizont mit Abstandshalter, Faserkabel und Verbundwerkstoff.

Die erwarteten Deformationen im Schacht waren sehr gering. Aus diesem Grund wurde ein Erwärmungsversuch durchgeführt, um elastische Deformationen des Mauerwerks hervorzurufen und diese mit dem faseroptischen Messsystem zu erfassen. Dazu wurden drei elektrische Heizlüfter im Schachtbereich der Messhorizonte aufgestellt, um eine Erhöhung der Lufttemperatur von maximal 5°C zu ermöglichen. Die Lufttemperatur wurde im Versuchszeitraum gemessen. Vor Beginn des Temperaturversuchs wurde eine Bezugsmessung mit dem Optical Backscatter Reflectometer (OBR) an den Dehnungsfasern und mit einem Raman-Interrogator an der Temperaturfaser durchgeführt. Die Folgemessung am Ende der Erwärmungsphase wird in gleicher Weise, wie die Nullmessung bzw. Bezugsmessung mit der gleichen Hard- und Software durchgeführt. Somit stellt die Folgemessung die Veränderungen zur Nullmessung und Bezugsmessung dar, sodass eine elastische Deformation aufgrund der Temperaturänderung sichtbar wird.

4.3 Auswertungen und Zwischenergebnisse

Die Schachtüberwachungsmessungen werden in ähnlicher Art und Weise wie die Schwebenüberwachung ausgewertet. Auch hier wird eine Veränderung zu einer Nullmessung bestimmt, die lange Zeit nach der Auffahrung des Schachtes bzw. Grubenraumes liegt. Es werden somit nur geringe Dehnungen erwartet. Die Nullepoche ist der Zustand des Schachtmauerwerks nach der Installation der Faserkabel in beiden Messhorizonten. Anhand der Differenz zwischen der Nullmessung und den Folgemessungen FM1 bis FM6 können Dehnungsänderungen für jeden 1 cm-Abschnitt entlang der Messfaser bestimmt werden. Für die Messungen wird nur der sensitive Teil der Fasern ausgewertet, der eine Länge von etwa 12,5 m hat. In Abb. 8 ist die Dehnungsänderungen für die Epochen exemplarisch anhand eines monolithischen Faserkabels dargestellt. Die Dehnung wird mittels einer linearen Funktion und einem bekannten Faktor aus Frequenzänderungen berechnet. Die Dehnung wird als originäre Messgröße betrachtet und hat eine theoretische Messgenauigkeit von 5 $\mu\text{m}/\text{mm}$.

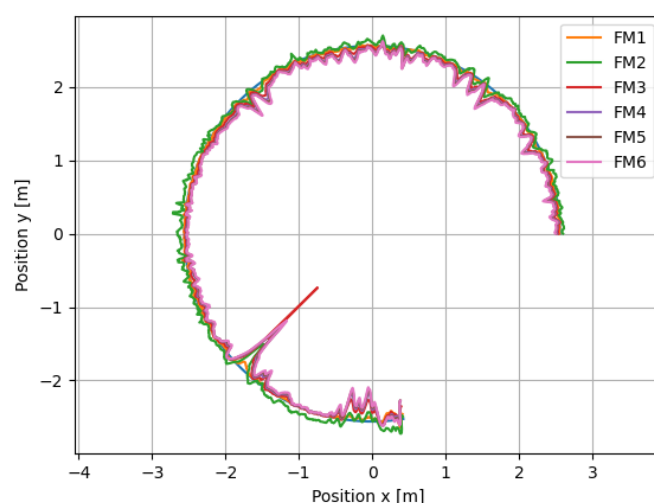


Abb. 8: Dehnungen und Stauchungen (überhöht) entlang des Schachtumfangs gemessen mit einem monolithischen Faserkabel. Ein vollständiger Ringschluss ist nicht möglich.

Aus der Dehnung kann durch eine einfache Integration über die gesamte Länge die Längenänderung bestimmt werden. Durch das Integrieren müssen für die Genauigkeitsberechnung der Längenänderungen die Genauigkeit der Segmentlängen und die der Dehnungsmessung berücksichtigt werden. Dies kann z. B. mittels einer Varianz-Fortpflanzung erfolgen. Analog zur Schwebenüberwachung können theoretisch Risse im Schachtausbau überwacht werden. Im Mauerwerk des Schachtes wurden seit Beginn der Messung keine neuen oder wachsenden Risse mit dieser Methode erkannt. Eine visuelle Bewertung des Schachtmauerwerks ergab ebenfalls keine neuen Risse.

In der Theorie kann aus den VFOS die Verformung von einzelnen Schachthorizonten in Form einer Biegelinie dargestellt werden. Diese Zielgröße wurde bei der bisherigen Schachtüberwachungsmessung bestimmt und für die Bewertung der Schächte verwendet. Unterschiedliche Methoden und Ideen zur Bestimmung der Schachtverformung wurden in (BARNEFSKE ET. AL. 2025) diskutiert. Eine effektive Methode ist in der Arbeit von

(MONSBERGER & LIENHART 2021) beschrieben und wurde für die Versuchsdaten angewendet. Diese setzt voraus, dass Dehnungsmessungen mit zwei parallelen Fasern durchgeführt werden und daraus die Berechnung der Krümmung erfolgt. Das zweifache Integrieren der Krümmung führt zum Biegeverlauf, der gleich der Schachtverformung ist. Die Bestimmung des Biegeverlaufs kann nur durch eine doppelte Integration der Krümmung und mit Annahmen über den Verlauf bestimmt werden. Für fünf Epochen ist der bestimmte Biegeverlauf in Abb. 9 dargestellt. Dieser Verlauf ist abhängig von den Bedingungen am Start- und Endpunkt, die aktuell nur geschätzt werden.

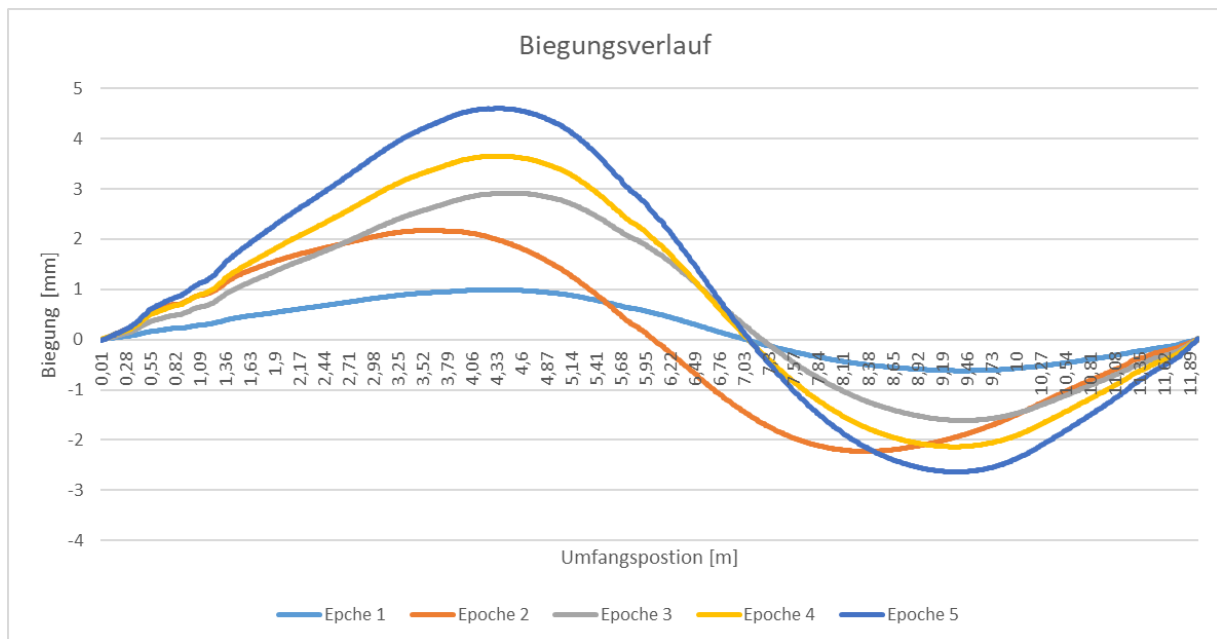


Abb. 9: Aus den VFOS-Messungen abgeleitete Biegung für jeden Ort entlang der Faser. Als zusätzliche Annahme gilt: Start- und Endpunkt sind unbeweglich.

Da die doppelte Integration ein hohes Maß an Unsicherheit mit sich bringt und die Annahmen über die Rahmenbedingungen in unserem praktischen Versuch nicht sicher bestimmt werden können, kann für die geringen Änderungen im Schacht mit den aktuellen Methoden kein verlässlicher Biegeverlauf berechnet werden. Um die VFOS als neues Werkzeug für die Schachtüberwachungsmessung anwenden zu können, werden der Messaufbau und die Auswertemethode in einem anstehenden Experiment weiter optimiert, sodass die Rahmenbedingungen bestimmt sind.

5 Fazit und Ausblick

Bisher werden VFOS zur Überwachung bestehender untertägiger Bauwerke bei der BGE eingesetzt. Bei der Installation von VFOS-Kabeln in einem Bohrloch gemeinsam mit einem Extensometer zur Überwachung einer Schwebel können aufgrund der hohen Messauflösung entlang des Faserkabels sich öffnende Risse sicher erkannt und die zeitliche Rissentwicklung zwischen den einzelnen Messepochen überwacht werden. Die abgeleitete Rissöffnungsrate

beträgt hierbei ca. 0,02mm/Jahr. Da in diesem Grubenbereich ein sehr gleichförmiges Temperaturfeld besteht, sind hier temperaturinduzierte Einflüsse ausgeschlossen.

Die vergleichsweise große Flexibilität der Faserkabel und der geringe erforderliche Platzbedarf in Kombination mit der hohen Messauflösung für Dehnungen in Richtung des Faserkabels erweitern die Einsatzmöglichkeiten für Verformungsmessungen in der Geotechnik.

Der Vorversuch für Schachtüberwachungsmessungen hat gezeigt, dass es möglich ist, aus zwei parallel verlegten Faserkabeln mittels Rückrechnung die Krümmung abzuleiten und hieraus den Biegungsverlauf zu bestimmen. Im hier beschriebenen Versuch konnte kein vollständiger Ringschluss mit den Faserkabeln hergestellt werden, so dass für die mathematische Rückrechnung jeweils Annahmen zu treffen waren, die sich in der Genauigkeit des Ergebnisses zeigen. Aktuell laufen hierzu weitere Untersuchungen mit Instrumentierungen im vollständigen Ringschluss.

6 Literatur

- BARNEFSKE, E., SEMMELROTH, C., SCHEIDER, A., & STERNBERG, H. (2025): Determination of the coordinates of a circle using distributed fibre-optic length changes. in 6th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM). <https://doi.org/10.5445/IR/1000180374>
- CHENG, G., SHI, B., ZHU, H.-H., ZHANG, C.-C., & WU, J.-H. (2015): A field study on distributed fiber optic deformation monitoring of overlying strata during coal mining. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 5(5):553–562
- DÖRING, H., HABEL, W., LIENHART, W. & SCHWARZ, W. (2016): Faseroptische Messverfahren, W. In Freeden, R. Rummel (Hrsg.), *Handbuch der Geodäsie*, Springer Reference Naturwissenschaften, https://doi.org/10.1007/978-3-662-46900-2_22-1
- FIBRISTERRE SYSTEMS GMBH (2020): Distributed fiber-optic brillouin sensing: The ftb 5020 series: Technical documentation.
- HARTOG, A. (2017): *An Introduction to distributed optical fibre sensors*, CRC Press, Tylor & Francis Group, Boca Raton
- LIENHART, W., MONSBERGER, CH. & BUCHMAYER, F. (2021): Verteilte faseroptische Sensorik zur Detektion, Lokalisation, Identifikation und Quantifikation von Deformationsereignissen. In AVN, 128, 5, S. 248– 255.
- MONSBERGER, CH. & LIENHART, W. (2021): Distributed fiber optic shape sensing along shotcrete tunnel linings: Methodology, field applications, and monitoring results. In *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 11:337–350, <https://doi.org/10.1007/s13349-020-00455-8>
- MONSBERGER, CH, BAUER, P., BUCHMAYER, F., & LIENHART, W. (2022): Large-scale distributed fiber optic sensing network for short and long-term integrity monitoring of tunnel linings. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 12(6): S. 1317–1327
- NÖTHER, N. (2010): Distributed fiber sensors in river embankments: Advancing and implementing the Brillouin optical frequency domain analysis: Zugl.: Berlin, Techn. Univ., Diss., 2010, Volume 64 of BAM-Dissertationsreihe. Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin
- SAMIEC, D. (2011): Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessungen mit sehr hoher Ortsauflösung. In *Photonik* 6/2011.

Modernisierung des ÖBB Tauerntunnel Etappe 1

Patrick SCHWALBE¹ & Johannes FLECKL-ERNST²

¹ VSP Stoltzka & Partner Ziviltechniker GmbH, Schottenfeldgasse 79, 1070 Wien, Österreich, patrick.schwalbe@vsp.co.at

² ÖBB Infrastruktur-AG, Europaplatz 12, Top 124, 8020 Graz, Österreich, johannes.fleckl-ernst@oebb.at

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-003](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-003), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Projektbeschreibung

Die Strecke Salzburg-Villach, auch als Tauernstrecke bezeichnet, ist neben der Brennerachse die wichtigste österreichische alpenquerende Bahnachse und damit eine Hauptachse des Alpentransits (MORITZ et al., 2024). Sie verbindet Salzburg mit Villach, der zentrale Abschnitt ist ca. 80 km lang und liegt zwischen Schwarzach St. Veit und Spittal-Millstättersee. Der Tauerntunnel durchfährt das Tauernmassiv und stellt über die Bahnhöfe Böckstein im Norden und Mallnitz im Süden eine direkte Verbindung zwischen den Bundesländern Salzburg und Kärnten dar (Abb.1).



Abb. 1: a) Übersicht der Tauernstrecke im Abschnitt Schwarzach St. Veit und Spittal-Millstättersee (ÖBB Infrastruktur AG) b) Tauerntunnel Juni 2025, 3 Wochen vor Wiedereröffnung (VSP Stoltzka & Partner)

Mit dem Bau der Strecke wurde 1901 begonnen und 1905 die Nordrampe bis Bad Gastein eröffnet. Der Durchschlag des Tauerntunnels erfolgte 1907 und zwei Jahre später, im September 1909, wurde der restliche Abschnitt Bad Gastein-Tauerntunnel-Spittal-Millstättersee eröffnet. Die Strecke wurde, mit Ausnahme des Tauerntunnels, eingleisig errichtet.

Der Tauerntunnel wurde nach 7,5-jähriger Bauzeit Anfang 1909 fertiggestellt und hatte ursprünglich eine Länge von 8550 m. Im Rahmen der Maßnahme 2001 bis 2003 wurde im Zuge einer Optimierung der Sicherheitseinrichtungen und Verbesserung der Linienführung im Bahnhof Böckstein der Tunnel um 179 m verkürzt, der nun eine Länge von 8371 m aufweist.

Es erfolgten in den letzten Jahrzehnten umfangreiche Ausbaumaßnahmen zur Erhöhung der Streckenkapazität, des Lichtraums und der Streckengeschwindigkeit. Aktuell ist die Strecke auf ca. 68 km zweigleisig ausgebaut und mit bis zu 130 km/h befahrbar.

Verkehrlich hat die Strecke seit Dezember 2025 (mit Inbetriebnahme der Koralmbahn) einen noch höheren Stellenwert: sie verbindet im Personenfernverkehr nicht nur Salzburg mit Villach, sondern nun auch Graz über Villach mit Salzburg. Seit letztem Fahrplanwechsel verkehren die Fernverkehrszüge im Stundentakt. Dazu kommen der alpenüberquerende Güterverkehr und im Abschnitt Böckstein – Mallnitz auch die Autoverladezüge der Tauernschleuse.

Aufgrund der Wichtigkeit der Strecke ergeben sich hohe Anforderungen an die Verfügbarkeit der Bahnanlagen. Vor allem der ca. 115 Jahre alte Tauerntunnel wurde in den letzten Jahrzehnten mehrfach saniert und durch Einbau einer Festen Fahrbahn auf den aktuellen Stand der Technik gebracht.

Zur Gewährleistung der hohen Anlagenverfügbarkeit und aufgrund seines engen Querschnittes sind weitere Baumaßnahmen im Tauerntunnel notwendig:

- Erneuerung der Festen Fahrbahn auf ca. 4,2 km Gleislänge
- Erneuerung der Schienen und Befestigungen (Stützpunkttausch) der restlichen Bereiche der Festen Fahrbahn
- Sanierung des Tunnelgewölbes in ausgewählten Bereichen zur Wiederherstellung ausreichender Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit
- Bauliche Anpassungen bei Nischen und Kabeltrögen
- Erneuerung der Oberleitung durch Einbau einer Deckenstromschiene statt eines Kettenwerks
- Erneuerung der Leit-/Sicherungstechnik und der Energietechnik samt beleuchtetem Handlauf (inklusive Erneuerung der 110 kV Verkabelung im Tunnel)
- Erneuerung der Telematik-Ausrüstung (inklusive Ausstattung mit öffentlichem Mobilfunk)

Darüber hinaus sind auch Baumaßnahmen an der weiteren Strecke notwendig wie z.B.:

- Bahnhofsumbauten Dorfgastein, Bad Hofgastein, Bad Gastein
- Sanierungen von Viadukten, Lärmschutzwänden, Mauern und Durchlässen im Streckenabschnitt zwischen Bad Hofgastein und Bad Gastein

Diese umfangreichen Baumaßnahmen, die mehrmonatige Streckensperren bedingen, werden in zwei Etappen durchgeführt. Die erste Etappe war von Dezember 2024 bis Juli 2025, die zweite Etappe ist für 2027 geplant. Auf Grund der sehr knapp bemessenen Sperrdauern müssen die einzelnen Arbeiten so weit als möglich parallel ausgeführt werden.

2 Anforderungen an die Vermessung

Für die generelle Umsetzung dieser Baumaßnahmen zeichnet sich die ÖBB-Infrastruktur AG verantwortlich. Diese tritt gegenüber ihren Auftragnehmern (AN) für Bau- und Dienstleistungen als Auftraggeber (AG) auf. Die Themen der Vermessung werden vom AG durch die interne Bautechnik-Fachabteilung „Vermessung & Geoinformation“ (BT-VG) abgewickelt (MEYER et al., 2023).

Es ergeben sich die folgenden vermessungstechnischen Anforderungen:

- Erstellung des Festpunktfeldes
- Erstellung der Planungsgrundlagen
- Baubegleitende Vermessungen: Kontrollvermessungen, Überwachungsvermessungen und Absteckungen
- Technische Endabnahme vor Betriebsaufnahme
- Technische Endvermessung

Der AG beauftragt die Vermessungsleistungen zur Erstellung des Festpunktfeldes und der Planungsgrundlagen, zur Überwachungsvermessung (geotechnische Messungen), zur Kontrollvermessung sowie nach Baufertigstellung zur Durchführung der technischen Endvermessung (Bestandsvermessung nach Bau). Für Bauleistungen die durch die ÖBB-Infrastruktur AG in Eigenverantwortung durchgeführt werden (z.B. Errichtung Deckenstromschiene, Erneuerung der Leit-/Sicherheitstechnik und der Energietechnik) werden durch die AG Vermessung auch Absteckungen durchgeführt.

Für die vertragsgemäße Durchführung der Baumaßnahmen inkl. der dafür notwendigen Vermessungsarbeiten ist der beauftragte Bauunternehmer (AN Bau) verantwortlich. Für die Umsetzung dieser Vermessungen wird vom AN Bau eine AN Bauvermessung beauftragt. Dieser bekommt das Festpunktfeld vom AG übergeben. In den Aufgabenbereich der AN Bauvermessung fallen die Absteckungen und Maschinensteuerungen sowie genau definierte Kontrollvermessungen (z.B. bei Errichtung der Festen Fahrbahn).

Die Erstellung des Festpunktfeldes erfolgt dabei nach den Vorgaben des ÖBB Regelwerks 17.01.01 (ÖBB-INFRASTRUKTUR AG, 2025) mittels klassischer tachymetrischer Polygonzugs- und Netzmessung samt GNSS-RTK-Messungen im System infraRASTER (FLECKL-ERNST et al., 2023). Die Realisierung der Festpunkte erfolgt dabei als (Gleis-) Vermarkungspunkte (Abb. 2) und als Polygonpunkte (Dübelbolzenpunkte, Messnägels udgl.). Die Genauigkeitsklassen nach DIN 18710-2: 2010 sind dabei L4 und H4.

Für die Bestandsvermessungen (Planungsgrundlage und technische Endvermessung) gelten die Vorgaben nach Objektfotokatalog (ÖBB-INFRASTRUKTUR AG, 2025). Darin sind alle aufzunehmenden Objekte beschrieben, mit Fotos visualisiert (Abb. 2) und mit der Genauigkeitsklasse nach DIN 18710-2: 2010 definiert.

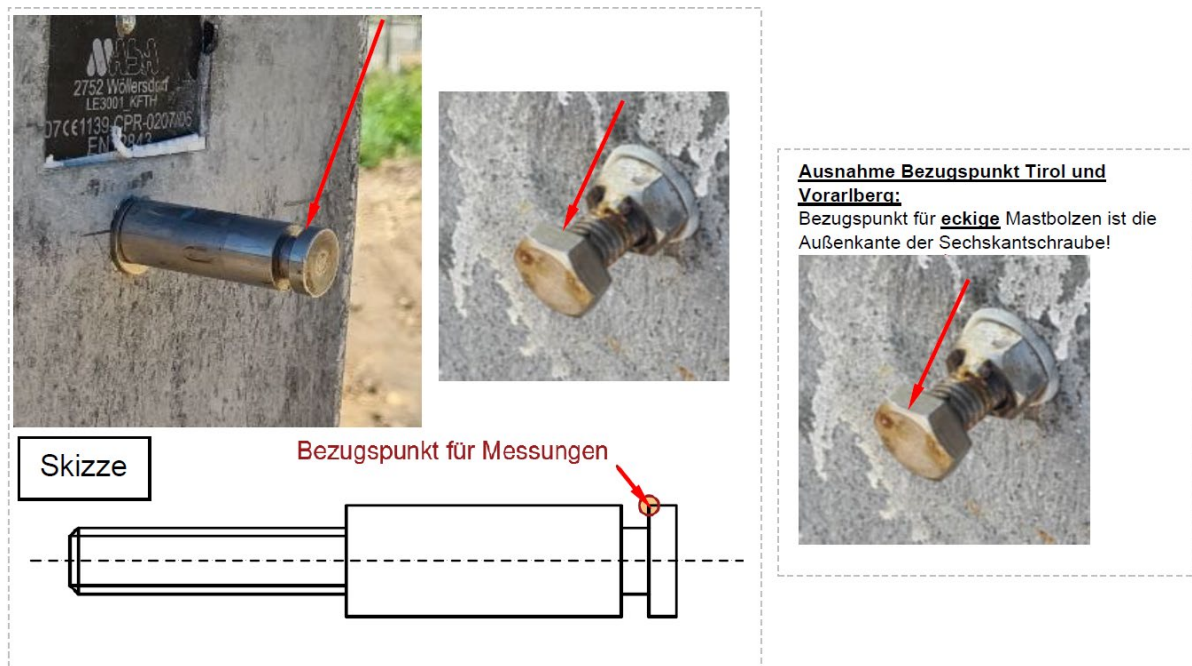


Abb. 2: Objektfotokatalog mit dem Beispiel eines Vermarkungspunktes (ÖBB-Infrastruktur AG)

Die digitale Einarbeitung der Bestandsvermessungen (bearbeiten, erstellen und verwalten) erfolgt in die ÖBB interne Applikation infraPLAN. Diese Applikation besteht aus einem Editor (rmDATA GeoDesktop) samt einer dahinterliegenden Geodatenbank, wird zentral über die ÖBB-Infrastruktur AG bereitgestellt und ist über einen Citrix-Server zugänglich.

Die Kontrollvermessungen der Festen Fahrbahn werden beim Tauerntunnel von der AN Bauvermessung (Nachweis von Referenzen erforderlich) und von der AG Vermessung redundant durchgeführt. Dabei sind die Vorgaben nach ÖBB Regelwerk 07.07 (ÖBB-INFRASTRUKTUR AG, 2015) einzuhalten. Dieses Regelwerk beinhaltet zum Beispiel eine zulässige absolute Fehllage und Fehlhöhe von ± 5 mm in Bezug zum Vermarkungspunkt sowie eine zulässige relative Fehllage und Fehlhöhe in Bezug zu einer 20 m Wandersehne von ± 2 mm (Pfeilhöhenfehler).

Die Durchführung von Überwachungsvermessungen ist bei der Sanierung des Tauerntunnels im Bereich des Nordportals notwendig. Nach Auftreten von Rissen werden dort schon seit 2018 über einen Bereich von ca. 50 m 3D-Verschiebungsmessungen durchgeführt und 4 Fisurometer installiert (MORITZ et al., 2024). Aufgrund von großen Verschiebungen (Firstsetzungen von bis zu 37 mm) wurden 2023 Sanierungsmaßnahmen gesetzt. Im Zuge der Baumaßnahmen in Etappe 1 sind in diesem Bereich geotechnische Messungen untertage und obertage (Überlagerung von ca. 20m) durchzuführen (Abb. 3).

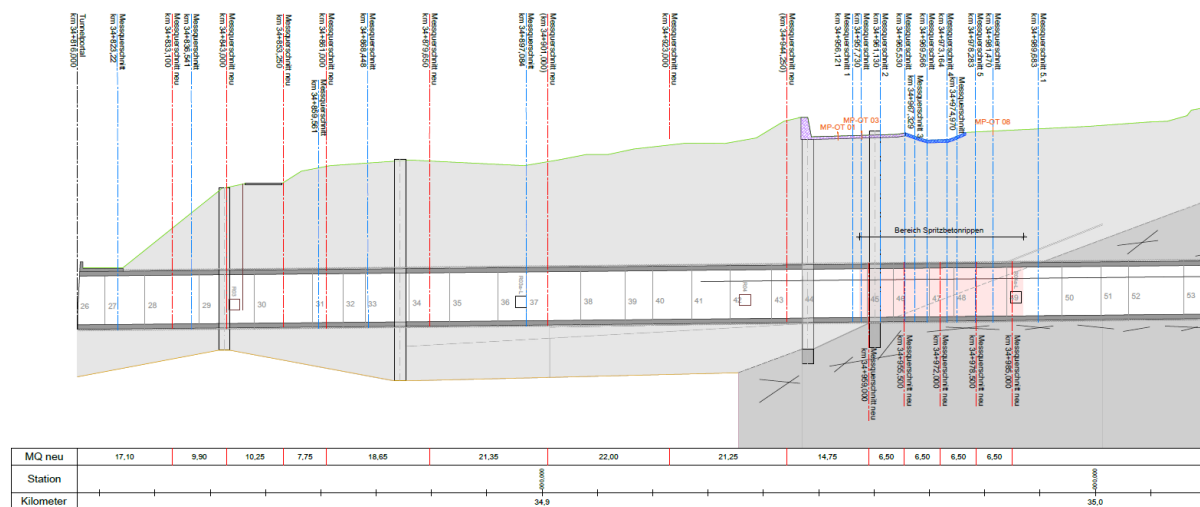


Abb. 3: Längsschnitt der Messquerschnitte im Bereich Tauerntunnel Nordportal (ÖBB-Infrastruktur AG)

Für die Durchführung der AG Vermessungen in der Bauphase Tauerntunnel und Bahnhof Bad Gastein hat der AG in einem Vergabeverfahren mit erweiterten Referenzen im Rahmen eines Prüfsystems das Ziviltechnikerbüro VSP Stoltzka & Partner Ziviltechniker GmbH beauftragt.

Auf Grund der sehr knapp bemessenen Sperrendauern sind die Anforderungen an die Vermessungsarbeiten besonders hoch, vor allem was die Qualität aber auch die Lieferzeit von Kontrollvermessungsergebnissen betrifft.

3 Planungsphase

Als Grundlage für die geplanten Bau- und Sanierungsmaßnahmen wurden präzise Geodaten und Planungsgrundlagen benötigt. Aus verschiedenen vorhergehenden Vermessungen waren Daten unterschiedlicher Qualität und unterschiedlichen Umfangs vorhanden. Aufgrund der kurzen Bauzeit, des Alters der vorhandenen Grundlagen und der engen Platzverhältnisse wurde seitens des AG eine komplette Neuvermessung des Tunnels in Auftrag gegeben.

Dies umfasste:

- Vermarkung und Einmessung des Festpunktfelds (ÖBB Regelwerk 17.01.01)
- Durchführung eines Tunnelscans
- Flächige Aufnahme der Tunnelschale in Echtfarbe
- Vermessung der Bestandsgleislage
- Erstellung eines Bestandsvermessungsplans

Während der Sanierungsmaßnahmen 2023 war der Tunnel für 5 Wochen gesperrt. In dieser Zeit konnten die nötigen Netzmessungen, Tunnelscans und flächigen Fotoaufnahmen durchgeführt werden. Als Endergebnis wurde ein Bestandsvermessungsplan (gemäß Objektfotokatalog und infraPLAN) des gesamten Tunnels, ein dazu gehöriges Festpunktfeld (Qualität Feste

Fahrbahn), eine hochauflösende Punktwolke und Orthobilder der Tunnelinnenschale zur weiteren Planung übergeben.

3.1 Netzmessung und Netzlagerung

Als Grundkonfiguration der Netzmessung wurde ein doppelt verschränkter Präzisionspolygonzug in 2 Sätzen mit Einbindung von je zwei Standpunkten nach vor und zurück beobachtet. Mit einem Stativabstand von ca. 100m und einem Vermarkungspunkt (VP) Abstand von ca. 50m wurde jeder Vermarkungspunkt von drei Standpunkten aus eingemessen. Zusätzlich zu den vorhandenen Vermarkungspunkten wurden alle 100m an der linken und rechten Ulme Dübelbolzenpunkte versetzt und eingemessen.

Um die Genauigkeitsanforderungen (nach ÖBB Regelwerk) in Messung und Auswertung erreichen zu können, wurde Instrumentarium laut Tabelle 1 verwendet.

Tabelle 1: Vermessungsinstrumente der Netzmessung

Instrument	Spezifikation
Leica TS30 (Prüfprotokoll < 1 Jahr)	Hz, V Standardabweichung 0,5“ (0,15 mgon)
	Ableseauflösung 0,01“ (0,01 mgon)
	Streckengenauigkeit +/- 0,6 mm + 1 ppm
	Automatische Zielerfassung (ATR)
	Zwangszentrierung mit überprüften Theodolit-Untersätzen und Präzisionsprismen
Barometer/ Thermometer	Temperatur und Luftdruckmessung zur Berücksichtigung der atmosphärischen Einflüsse
Vermarkungspunkte	Bestückung der VP mit Präzisionsadaptern entsprechend Standard Vermessung Feste Fahrbahn
	Adapter mit Zielhöhe 0.070m
	Koordinatenbezug (Y X H): laut ÖBB Regelwerk
Dübelbolzenpunkte	Bestückung mit Präzisionsprismen entsprechend Standard Tunnelbau
	Dübel mit 8 mm Innengewinde (Göcke 11R2-30W)
	Prismenaufnahme mit Sollbruchstelle (Göcke 46-VA-M8, Länge 0.024 m)
	Präzisionsprisma (Göcke 46-MP, Kippachse 0.086 m)
	Koordinatenbezug (Y X H): Prismenzentrum

Nach Abschluss der Netzmessungen erfolgte die Auswertung in Netzausgleichen getrennt nach Lage und Höhe in den folgenden Berechnungsschritten.

- Satzausgleich der einzelnen Standpunkte
- freie Ausgleichung zur Prüfung der Qualität der Messungen
- weich gelagerte Ausgleichung auf Basis der Koordinaten der Vermarkungspunkte im Tunnel (Einführung der Koordinaten der VP als Beobachtungen)

- Transformation des Tunnelsystems in das System der Portalnetze über Längs/Quer/Höhenverschiebungen entlang der Gleisachse
- weich gelagerte Ausgleichung auf Basis der transformierten Vermarkungspunkte Gleis 1 im Tunnel

Durch diese Vorgehensweise wurde der Tunnel an die Festpunktfelder außerhalb des Tunnels eingepasst, da diese bereits bestehende Systeme bildeten und im Zuge der Neuausgleichung des Tunnelsystems nicht verändert werden sollten. Dennoch konnte die hohe innere Genauigkeit der Netzmessung behalten werden, da die Ausgleichung auf Basis der transformierten Vermarkungspunkte im Tunnel erfolgte. Die Verschiebung in der Station erzeugt einen zusätzlichen Projektmaßstab von 10ppm, welcher im geraden Tunnel keine weitere Querverschiebung verursacht.

In der Auswertung wurden die erforderlichen Reduktionen und Korrekturen entsprechend der definierten Netzlagerung berücksichtigt (Temperatur & Luftdruck 40 ppm, Höhenreduktion - 190 ppm, Projektive Reduktion (M31) 0 ppm, Netzmaßstab 10 ppm, resultierend aus dem Anschluss an die Portalnetze)

Die resultierenden Festpunktkoordinaten wurden in *infraPLAN* eingearbeitet und für die folgenden Arbeiten inkl. ausführlichem Technischen Bericht übergeben. Die geforderte Genauigkeit von ± 2 mm in der Lage und ± 1 mm in der Höhe (mittlere Fehler der Koordinaten a-posteriori) wurde für alle Festpunkte erreicht (siehe Abb. 4).

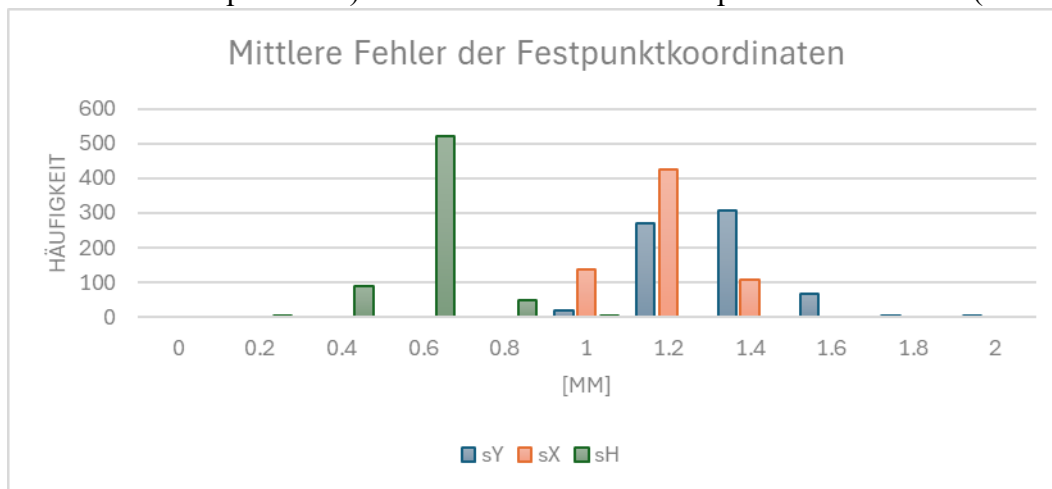


Abb. 4: mittlerer Punktlagefehler der Festpunktkoordinaten (1 Sigma) – Ausgleich auf Basis der transformierten Vermarkungspunkte Gleis 1 (VSP Stolzka & Partner)

3.2 Tunnelscan

Direkt im Anschluss an die Netzmessung wurde eine terrestrische Scanaufnahme des gesamten Tunnels inkl. vollflächiger Bildaufnahme mittels Kamerabefahrung durchgeführt. Aus der Scanpunktwolke (referenziert im neuen Festpunktfeld) wurde ein vollständiger Bestandsvermessungsplan laut Objektfotokatalog erzeugt und in *infraPLAN* eingearbeitet.

Mit den Fotoaufnahmen wurde photogrammetrisch ein Echtfarbmodell der Tunneloberfläche (Vermaschung auf Basis der ca. $5 \times 5 \text{ mm}^2$ Scanpunktwolke) erzeugt. Dieses wurde über einen angepassten Zylinder als Orthobild mit einer Auflösung von 1 px/mm abgewickelt (siehe Abb. 5).

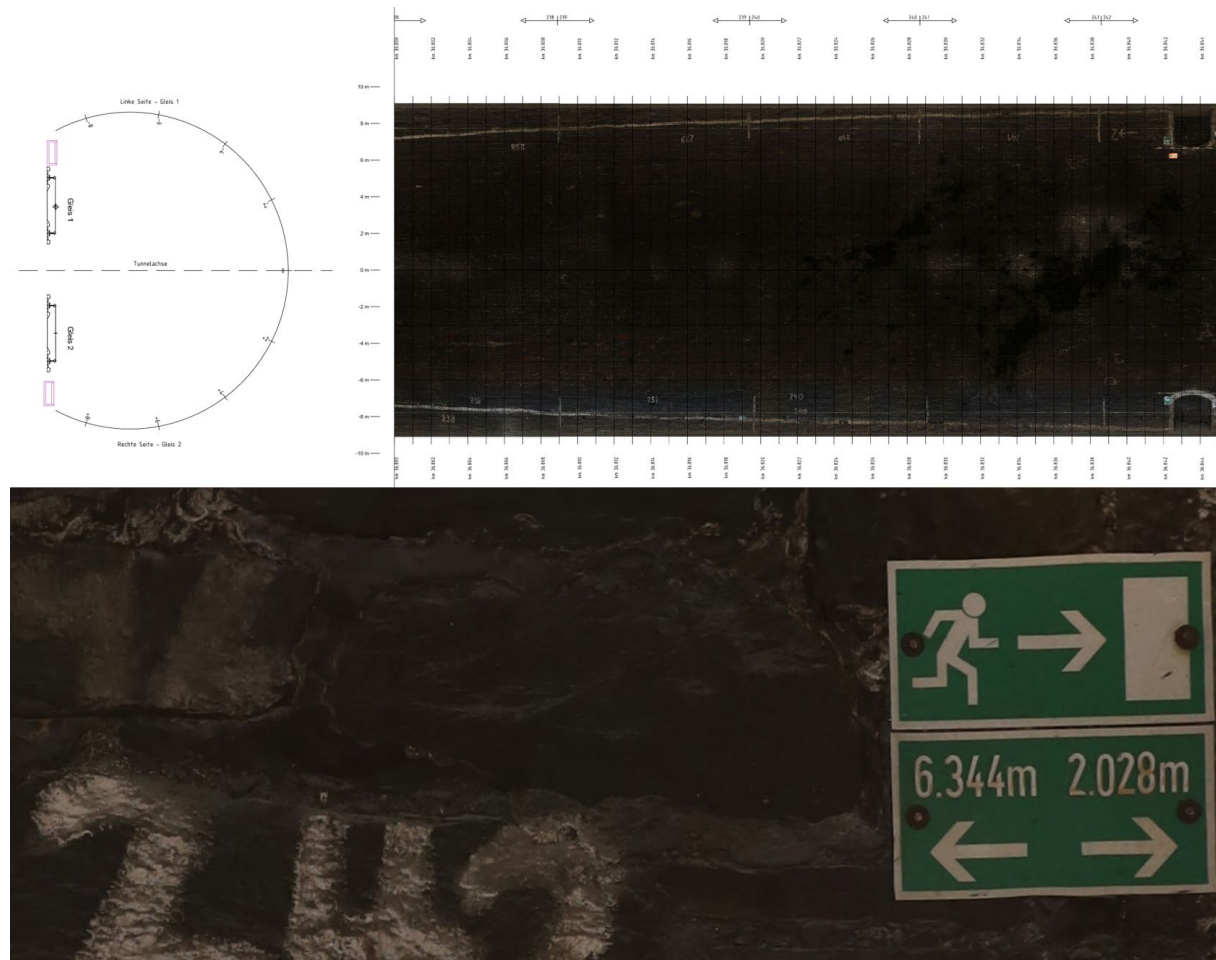


Abb. 5: a) Orthobild der Tunneloberfläche – Ausschnitt Plandarstellung, b) Vergrößerung ca. 1.5 m Tunneloberfläche (VSP Stoltzka & Partner)

4 Bauphase

Die Leistungen der AG Vermessung während der Bauphase Etappe 1 umfassen (mehrmals) tägliche geotechnische Überwachungsvermessungen, Kontrollvermessungen, Festpunktfeld Ergänzungen, Absteckungen für ÖBB Bauleistungen und Schlussvermessungen.

In der Zeit der Komplettsperre des Tunnels war jeweils mindestens ein Vermessungsteam bestehend aus Leiter Geotechnische Messungen bzw. StV. Leiter Geotechnische Messungen und zumindest einem weiteren Techniker vor Ort.

4.1 Überwachungsvermessungen

Während der Sanierung der Tunnelinnenschale für die Blöcke 26 (Portalblock) bis 52 wurden tägliche Geotechnische 3D Verschiebungsmessungen unter- und obertage durchgeführt. In der ersten Phase wurden die bestehenden Messpunkte der vorhergehenden Setzungsmessung seit 2018 weitergeführt. Diese bestanden aus Dübelbolzen in der Innenschale und Messpfeilern Obertage über dem Tunnel. Zusätzlich wurden Messquerschnitte mittels versenkten Konvergenzmessbolzen in der Außenschale (Kernbohrung durch die Bestandsinnenschale) vermarktet und weitere Messpfeiler obertage hergestellt. Dies erlaubte die Messung von Verformungen des äußeren Gewölbes während des Abbruchs der Innenschale. Bei Aufbringung der neuen Innenschale wurden Konvergenzmessbolzen direkt eingebaut und null gemessen. Die Ergebnisse der Vermessung wurden als Zeit-Verschiebungsdiagramme bzw. als Profilplots vor der täglichen Geotechnik-Viertelstunde verteilt und gemeinsam mit Geotechniker, AG, AN und ÖBA interpretiert.

Während der Zeit des Weihnachtsabgangs von 23. bis 26.12.2025 wurde die Baustelle eingestellt. Ab 27.12 wurden die Arbeiten im Tunnel fortgesetzt und führten am 29.12. um ca. 12 Uhr zum Komplettverbruch des Blocks 28 (2 Blöcke nach dem Nordportal). Direkt über dem betroffenen Block war ein Obertage-Messpfeiler angeordnet, der beginnend mit der Messung vom 18.12. eine Setzung von ca. 30 mm zeigte, dann für 11 Tage keine signifikante Bewegung aufwies und am 29.12 bei der Messung um ca. 9 Uhr eine Verschiebung um weitere 36 mm zeigte.

In Abbildung 6 sind die vertikale Verschiebung der Messpfeiler Obertage über Block 28 (Nullmessung Oktober 2024) und die vertikale Verschiebung der Messpunkte des Messquerschnitts in Block 27 (Nullmessung 23.12.2024) dargestellt.

4.2 Tunnelbau und Netzverdichtung

Im Zuge der Sanierung bzw. Neuherstellung der Tunnelinnenschale wurden abschnittsweise die vorhandenen Festpunkte zerstört. Dies erforderte kontinuierliche Netzmessungen und Netzverdichtungen über die gesamte Phase des Tunnelbaus.

Nachlaufend zur Herstellung der neuen Innenschale wurde diese mittels terrestrischem Laserscanner dokumentiert und gegen die Soll Geometrie geprüft. Überprofile (zu geringer Betonauftrag) bzw. Unterprofile (Lichtraumeinschränkungen) wurden auf Basis der Auswertungen korrigiert und im Zuge der abschließenden Lichtraumscans bestätigt.

Direkt im Anschluss an das Ende des Tunnelbaus wurde im Bereich der neu herzustellenden Festen Fahrbahn über eine Länge von ca. 4 km eine Netzmessung wie unter 3.1 beschrieben durchgeführt und innerhalb weniger Tage nach der Messung an die Projektbeteiligten geliefert.

Seitens AN Bauvermessung war laut Vermessungskonzept zur Vermessung zur Herstellung der Festen Fahrbahn das übergebene Festpunktfeld vor Verwendung zu prüfen. Die Prüfung erfolgte wiederum als unabhängige Präzisionsnetzmessung durch die AN Bauvermessung, welche die Koordinaten der übergebenen Festpunkte bestätigte.

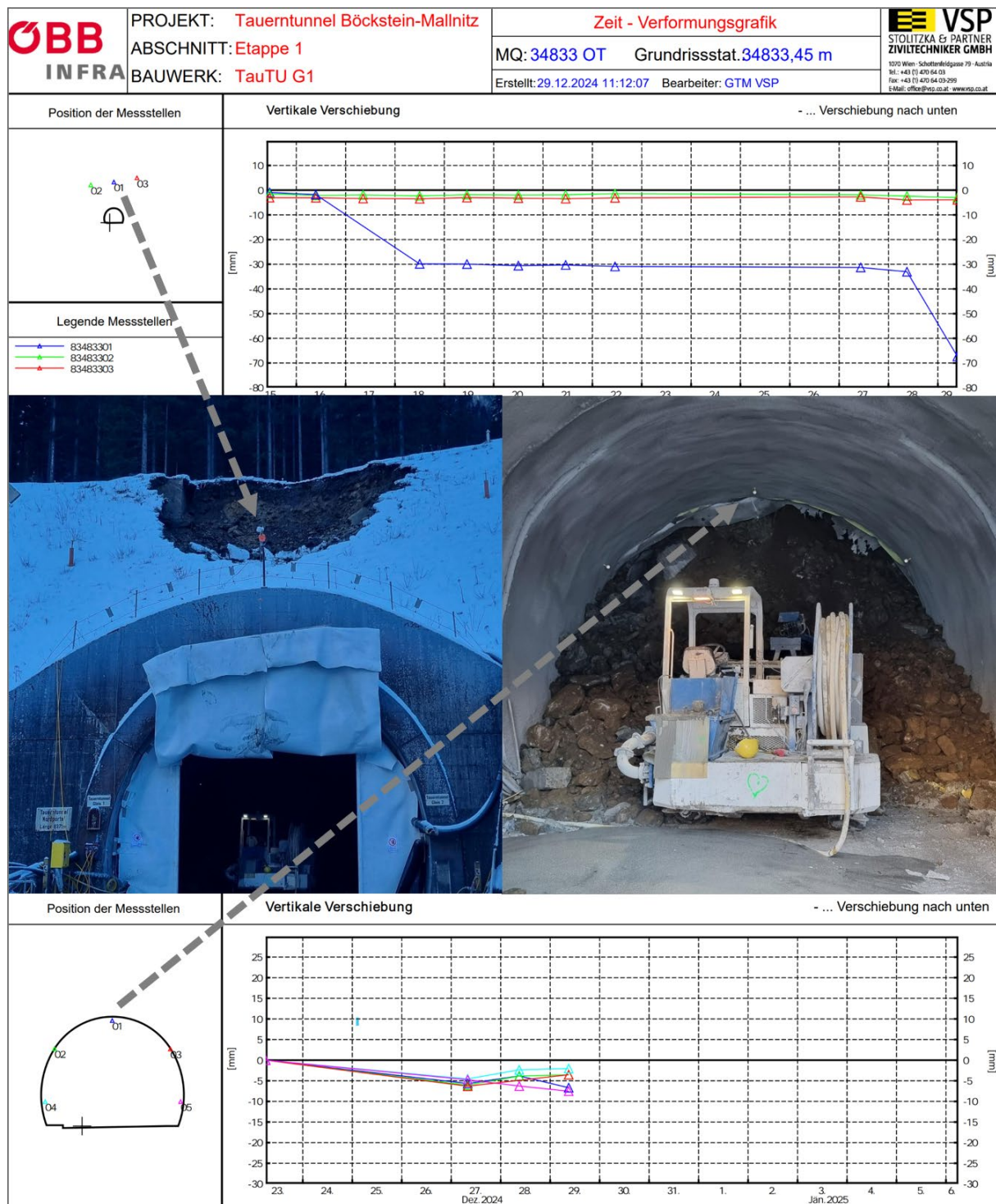


Abb. 6: a) Vertikale Zeit-Verschiebungsdiagramme Obertage (über Block 28), b) Verbruch Block 28, 29.12.2024 ca. 12 Uhr, c) Vertikale Zeit-Verschiebungsdiagramme Untertage (Block 27) 29.12.2024 - 9 Uhr (VSP Stoltzka & Partner)

4.3 Kontrollvermessungen

Vermessung Feste Fahrbahn

Die Herstellung der neuen Feste Fahrbahn auf einer Länge von ca. 4 km erfolgte in mehreren Arbeitsschritten:

- Vorbereitung des Gleisrostes (Schwellen + Schiene)
- Grobrichten auf Basis geodätischer Absteckpunkte
- Geodätisches Feinrichten des Gleises, Kontrolle vor Betonage (Betonierfreigabe)
- Betonage
- Kontrollvermessung nach Betonage (bei Bedarf Korrektur - „Platteln“)
- Schlusschweißen und Kontrollvermessung nach Schlusschweißen

Die AG Vermessung beschränkt sich, bis auf die abschließende Kontrollvermessung auf stichprobenartige Kontrollvermessungen bei den einzelnen Schritten. Im vorliegenden Projekt wurde die Gleislage an jedem Schienenbefestigungsstützpunkt gemessen, um allenfalls nötige Korrekturmaßnahmen exakt auswerten zu können. Nach Abschluss der Arbeiten (Betonieren, Korrigieren und Schlusschweißen) wurde eine Abschlussmessung durchgeführt.

Die Ergebnisse sind in Abbildung 7 dargestellt. Die Fehllage bzw. Fehlhöhe aller gemessenen Stützpunkte liegt deutlich innerhalb der Toleranz, knapp 90% sogar innerhalb von ± 1 mm zur Sollgeometrie.

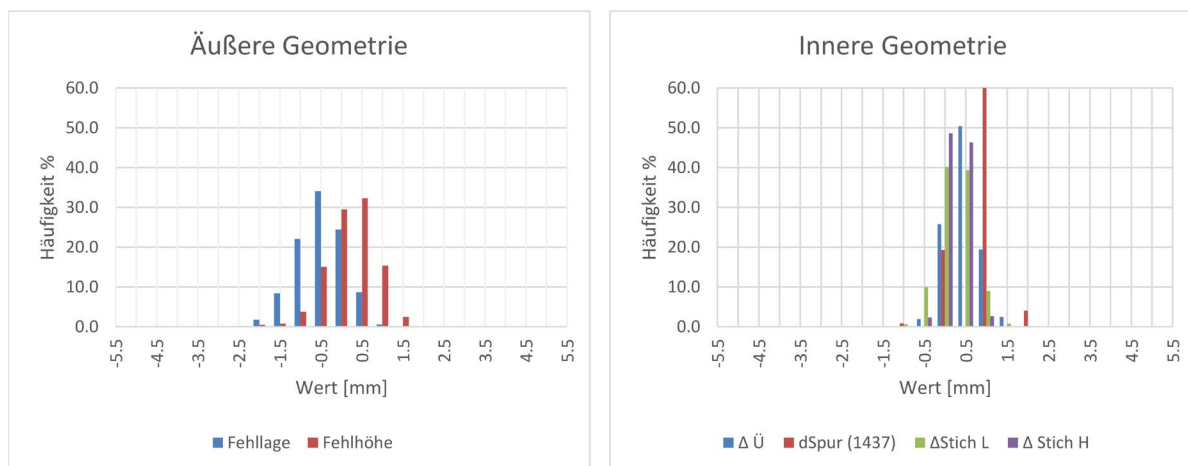


Abb. 7: Ergebnisse der Kontrollvermessung der Gleislage nach Schlusschweißen im Bereich der neu hergestellten Feste Fahrbahn (VSP Stoltzka & Partner)

Lichtraumkontrolle

Nach Abschluss der Arbeiten und vor Betriebsaufnahme war sicherzustellen, dass das Lichtraumprofil von Einbauten bzw. Bauwerk freigehalten ist. Dazu wurde ein Lichtraumscan mittels Gedo IMS-SCAN System durchgeführt und auf Basis der Vermarkungspunkte im Tunnel georeferenziert.

Tabelle 4: Vermessungsinstrumente Lichtraumscan, Spezifikation lt. Hersteller

Instrument	Spezifikation
GEDO IMS-SCAN	Relative Genauigkeit Scanner 2 mm
	Relative Genauigkeit Scanpunkte < 5 mm (bis zu 7 m Entfernung zur Gleisachse)
	Auflösung in Stationierungsrichtung < 50 mm
	Auflösung in der Profilebene < 5 mm
	Messdauer ca. 5.5h für 8.3 km Gleis (im aktuellen Projekt, inkl. direkter Abstimmung mit allen anderen Auftragnehmern im Tunnel)
Auswertung	Auswertedauer für 2* 8.3km 6 Kalendertage inkl. Bericht, Tabellarische Auflistung und Profildarstellung der Einschränkung

Für die Lichtraumprüfung wurde das Lichtraumprofil auf Gleis 1 bzw. Gleis 2 entlang der gemessenen IST-Gleisachse durch die Punktwolke geschoben. Kollisionen (Unterschreitungen der Mindestabstände) wurden in der Punktwolke eingefärbt und in tabellarischer Form übergeben. Zusätzlich wurde für jede Lichtraumunterschreitung eine Profilgrafik mit Bemaßung und ein Screenshot aus der 3D-Ansicht der Punktwolke mit eingefärbter Kollision übergeben (siehe Abbildung 8). Die dokumentierten Kollisionen wurden wenige Tage nach der Aufnahme laufend übergeben, die erste komplette Prüfung wurde nach 6 Kalendertagen übermittelt.

Punkte gemessen am:
19.06.2025

Profilgrafik
Blick in Kilometrierungsrichtung

Anmerkungen:
Messpunkte +-0.5m zur
angegebenen Stationierung
Auswertung auf Ist Gleisachse

Legende	
—	„Lichtraumprofil Tauerntunnel“
—	„Lichtraumprofil öyonisch“
—	„Bemaßung [m]“
▼	„Höhenkote“
—	„Gleisflächentangente“
—	„Lichtraumeinschränkung“
Höhen [m. ü. A.], Maße [m]	

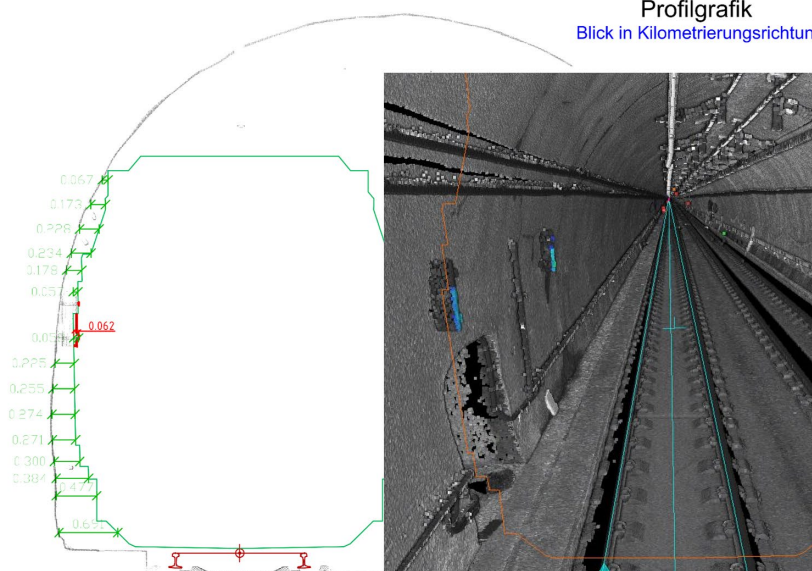


Abb. 8: a) Lichtraumkontrolle – Profilgrafik mit Lichtraumkollision, b) Screenshot aus der Scanpunktwolke mit Lichtraumprofil und Kollision (VSP Stoltzka & Partner)

Die zuständigen Fachdienste / Auftragnehmer hatten so die Möglichkeit noch vor Betriebsaufnahme alle Lichtraumeinschränkungen zu beseitigen, entweder auf Basis der

Geometrieinformation aus den Profilgrafiken oder mit geodätischer Absteckung des Soll Lichtraums im betroffenen Profil.

4.4 Absteckungen

Für die Herstellung der Deckenstromschiene wurden direkt an der Tunnelfirste die Zentren von 1414 Stützpunkten für beide Gleise abgesteckt. Außerdem wurde die exakte Lage von über 500 Fluchtwegtafeln markiert. Einen Sonderfall stellten die 20 Signale pro Gleis dar. Für diese wurde die Innenschale exakt geplant, entweder bei der Neuherstellung oder durch ausfräsen der Bestandsinnenschale. Um die Sichtbarkeit der in diesen neuen Nischen situierten Signale zu gewährleisten, wurden bis zu 30 m lange Sichtkeile in die Tunnelschale gefräst. Diese wurden, wie die übrige sanierte Tunnelinnenschale, direkt nach der Herstellung mittels terrestrischem Laserscan vermessen und als Profil/ Flächenplot ausgewertet. Zur Montage der Signale wurden Bezugspunkte an der Innenschale vermarktet. Zur Feinjustierung von Signalen die bei der Lichtraumprüfung noch Lichtraumverletzungen verursachten, wurde das Lichtraumprofil direkt per Tachymeter am Signal abgesteckt.

4.5 Technische Endvermessung

Nach Betriebsaufnahme wurde der gesamte Tunnel durch einen AN der ÖBB mittels gleisgebundenem Laserscannings und photogrammetrischer Aufnahme aufgenommen. Dabei wurde jedes Gleis einmal befahren und aufgenommen. Aus der resultierenden Punktwolke wird ein neuer Vermessungsbestandsplan laut Objektfotokatalog erzeugt und in infraPLAN eingearbeitet.

Literatur

DIN 18710-2 (2010), Ingenieurvermessung . Teil 2: Aufnahme. Berlin

FLECKL-ERNST, J., SCHRAML, A., BERGER, W., GUTLEDERER, K., KLEBERMASS, R., HELLERSCHMID, R., WEBER, R., EDER, A. (2023): infra:raster – Realisierung eines einheitlichen Referenzsystemes und eines GNSS-RTK-Positionierungsdienstes für die ÖBB-Infrastruktur AG, Beiträge zum 20. Internationalen Ingenieurvermessungskurs Zürich, Wichmann Verlag

MEYER, C., FLECKL-ERNST, J.: (2023): Qualitätssicherung von Lotungen und Kreiselorientierungen am Beispiel der Kontrollvermessung des Semmering-Basistunnels, Beiträge zum 20. Internationalen Ingenieurvermessungskurs Zürich, Wichmann Verlag

MORITZ, B., THEMESSEL, F., HÖHNDORF, M., HELMBERGER, A. (2024): Tunnelertüchtigungen von alten Eisenbahntunneln am Beispiel des Tauerntunnels. Geomechanics and Tunneling. <https://doi.org/10.1002/geot.202400044>.

ÖBB-INFRASTRUKTUR AG (2015): Regelwerk der ÖBB-Infrastruktur AG. 07.07 Abnahme von Oberbauarbeiten, Wien

ÖBB-INFRASTRUKTUR AG (2025): Objektfotokatalog für Vermessung von Bahnanlagen, Version 2.3, interne Vorgabe ÖBB-Infrastruktur AG, Wien

ÖBB-INFRASTRUKTUR AG (2025): Regelwerk der ÖBB-Infrastruktur AG. 17.01.01 Referenzsysteme und infra:raster, Wien

Planung & Realisierung eines geodätischen Monitoringsystems zur Überwachung der S-Bahn Überbrückung am Hauptbahnhof Stuttgart S21

Christoph M. MONSBERGER¹ (ORCID No 0000-0003-0937-014X) & Peter BAUER² (ORCID No 0000-0002-7245-7259)

¹ ACI Monitoring GmbH, christoph.monsberger@aci-monitoring.at

² VRVis GmbH

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-004](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-004), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

Kurzfassung

Automatisierte Überwachungsmessungen im urbanen Gebiet bringen komplexe Herausforderungen mit sich und erreichen bei Großprojekten oftmals die Grenzen des Stands der Technik. Dieser Beitrag behandelt die Planung und Realisierung eines automatischen Monitoringsystems für ein Brückenbauwerk innerhalb der im Rahmen von Stuttgart 21 neu errichteten Bahnsteighalle des Hauptbahnhofs Stuttgart. Die Brückenkonstruktion wurde nur wenige Zentimeter über dem bestehenden S-Bahn-Tunnel errichtet, weshalb eine konventionelle visuelle Inspektion nicht möglich und stattdessen ein permanentes Monitoring erforderlich ist. Eine Kombination aus automatischen Totalstationen, verteilten faseroptischen Sensoren und Sensoren zur Messung der Schallemission soll daher in Zukunft eine gesamtheitliche Betrachtung des Strukturverhaltens im Betrieb gewährleisten.

Eine besondere Herausforderung bei der Planung des Überwachungssystems stellte die komplexe Geometrie der Bahnsteighalle dar, wobei zusätzlich zahlreiche Einbauten berücksichtigt sowie die endgültige Position der Totalstationen (Bohrungen der Aufhängung) und die Prismenpositionen mit sehr geringen Toleranzen bereits vor Baubeginn vor Ort definiert werden mussten. Infolge dessen wurde die Planung und Simulation der Totalstationen auf Basis der 3D Planungsdaten gänzlich in einer virtuellen 3D Umgebung unter Zuhilfenahme von Virtual Reality (VR) mit Fokus auf Validierung der Sichtachsen, Kontrolle der Öffnungswinkel bei einfallenden Visierlinien bei Prismen und Vermeidung von Mehrdeutigkeiten im Suchfeld der automatischen Anzielung durchgeführt. Neben diesen Aspekten thematisiert dieser Beitrag die Erkenntnisse aus der Installation und einer mehrwöchigen Testphase des Systems. Diese zeigen die Herausforderungen in der baubetrieblichen Umsetzung, demonstrieren jedoch auch die hohe wiederholbare Genauigkeit des realisierten Systems.

1 Einleitung & Motivation

Zur Querung des bestehenden S-Bahn-Tunnels wurde für die S21-Bahnsteighalle im Bauabschnitt BA11 eine vorgespannte Brückenkonstruktion in Bahnhofslängsrichtung geplant. Das Brückentragwerk gründet seitlich beidseitig mit neu errichteten Bohrfahlwänden und ist im Endzustand mit den benachbarten Bodenplatten sowie über die Kelchstützen mit dem Schalendach verbunden (Abb. 1). Der Überbau mit einer Spannweite von etwa 30 m wird durch

sein Eigengewicht, die beiden Kelchstützen K23 und K24 des Schalendaches sowie den Eisenbahnverkehr belastet. Im Zuge der Bauphase, also auch während der Spannvorgänge, ist die monolithische Verbindung zur angrenzenden Bodenplatte jedoch noch nicht hergestellt.

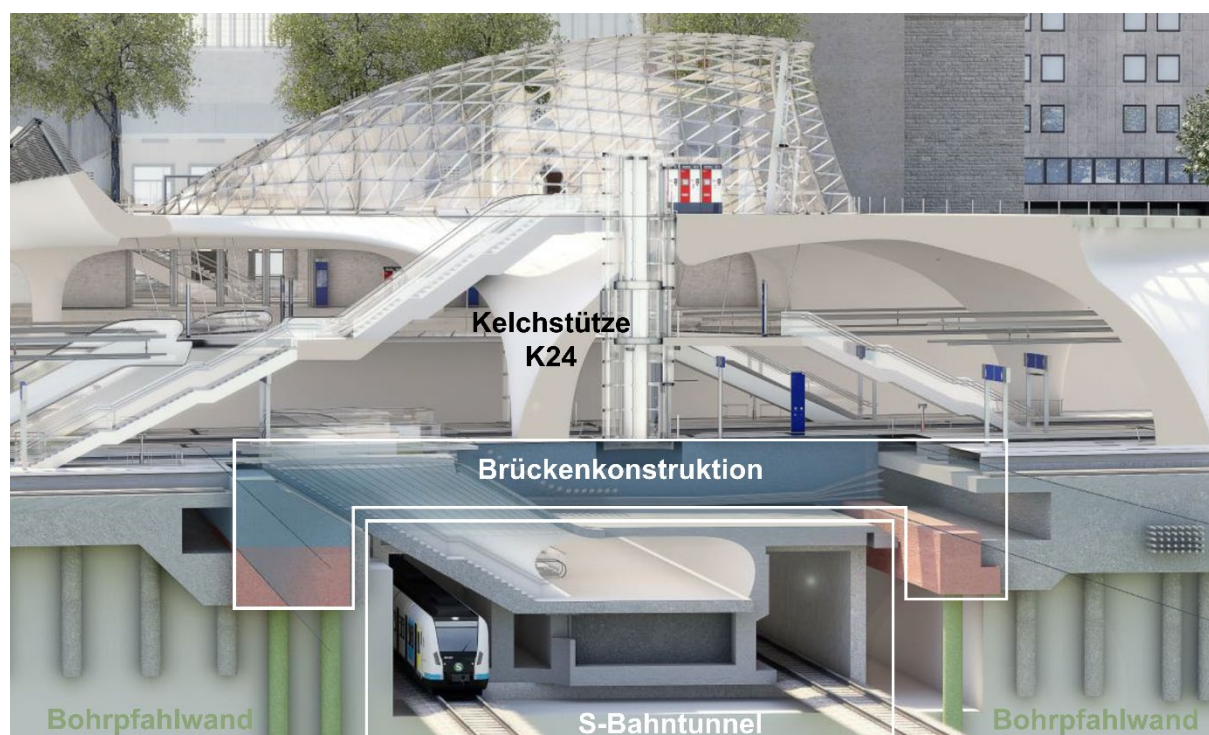


Abb. 1: Überbrückung des S-Bahn-Tunnels in der S21-Bahnsteighalle (basierend auf Werner Sobek AG, 2025)

Als Spanntechnologie kommt hierzu die „Interne Vorspannung ohne Verbund“ zum Einsatz, welche ein mehrfaches Vorspannen einzelner Spannglieder ermöglicht und somit die mehrmalige Kompensation eingetretener Spannverluste aus Kriechen und Schwinden vor Herstellung einer monolithischen Verbindung (Schmid et al., 2022). Diese Ausführung entspricht jedoch keiner Regelbauweise gemäß geltender Vorschriften der ELTB (Eisenbahnspezifische Liste der technischen Baubestimmungen), weshalb verschärfte Bemessungsansätze für das Brückenbauwerk gegenüber standardmäßigen Regelwerken gewählt wurden. Zusätzlich ist die Brückenuntersicht infolge des geringen Abstandes zum darunterliegenden S-Bahn-Tunnel von nur 10 cm nicht inspizierbar und die Feststellung einer möglichen Rissbildung infolge von Überlastung oder etwaiger Spannstahlausfälle auf herkömmlichem Wege nicht möglich. Die Inspizierbarkeit gemäß geltender DB-Richtlinie (Ril 804 - Eisenbahnbrücken u. sonstige Ingenieurbauwerke) ist folglich nicht gegeben und wird durch ein kontinuierliches Monitoring ersetzt. Das konzeptionierte Überwachungssystem, bestehend aus geodätischen Messungen mit automatischen Totalstationen (punktuelle absolute 3D Deformation), verteilten faseroptischen Sensoren (hochauflösende relative Deformation) sowie Sensoren zur Messung der Schallemission (Spannstahlbruchortung), ermöglicht eine gesamtheitliche Beurteilung des Strukturverhaltens im Betrieb. Der vorliegende Beitrag thematisiert die Konzeptionierung und Realisierung des geodätischen Monitoringsystems mit Fokus auf die Planung, praktische Herausforderungen in der Umsetzung sowie erste Erkenntnisse einer mehrwöchigen Testphase.

2 Planung & Konzepterstellung

2.1 Planungsprozesse im digitalen Bauen

Die Überwachung von Strukturen während dem regulären Betrieb zur Schadensdetektion und Instandhaltung gewinnt in Bauprojekten zunehmend an Bedeutung. Es ist daher als großer Fortschritt zu sehen, dass bereits bei vielen Neubauprojekten ein geodätisches Überwachungssystem als permanente Installation vorgesehen ist. Somit kann vom natürlichen Verhalten des Bauwerks im Betrieb gelernt, auftretende Deformationen im Schadensfall besser detektiert und deren Signifikanz zuverlässig analysiert werden. Des Weiteren werden geodätischen Instrumente bereits in der Planungsphase berücksichtigt, sodass diese keinen Fremdkörper im Gesamtsystem darstellen und ein störungsfreier Betrieb eher gewährleistet werden kann.

Im Gegenzug steigen aber auch die Anforderungen an die Planung des Systems, da sämtliche Komponenten (Konsolen, Prismen, Kabelleitungen, etc.) mit den gleichen Maßstäben wie alle anderen Einbauteile gehandhabt werden müssen und im digitalen Bauprozess zu berücksichtigen sind. Hierzu ist festzuhalten, dass die Repräsentation und Einpflegung von geodätischen Objekten im Prozess des Building Information Modelings (BIM) zwar Teil aktueller Forschung ist (Sacks et. al., 2011), praktisch jedoch methodisches Neuland darstellt. Außerdem ist die konventionelle Planung von Totalstationsmessungen, insbesondere die Abschätzung von Fehlereinflüssen, in der Regel stark auf die Erfahrung des ausführenden Personals und damit auf eine Baustellenbegehung vor Ort angewiesen ist. Jedoch besteht weder das eigentliche Bauwerk noch zukünftige Probleme zum Zeitpunkt der Planung in der Realität und können somit praktisch vor Ort nicht abgeschätzt werden.

Die Ausgangslage der geodätischen Überwachungsmessungen beim Bauprojekt S21 beruhte ausschließlich auf den Planungsdaten. Aufgrund der äußerst komplexen Geometrie des Schalendaches und der Vielzahl an Einbauten wurde die Planung durchgängig in einer 3D-Umgebung ausgeführt und methodisch damit direkt an den digitalen 3D-Planungsprozess der Baustelle angeknüpft. Dafür wurde für die geodätische Planung der relevante Ausschnitt als 3D Geometrie zur Verfügung gestellt, welcher in Abb. 2 ersichtlich ist. In rot sind hierbei sämtliche Einbauten dargestellt, die den verfügbaren Raum stark begrenzen. Insbesondere die Oberleitungen und Informationstafeln, aber auch eine zentral über dem Projektgebiet verlaufender Fußgängersteg sind für die Planung der Visuren relevant.

Die Bereiche in der Bahnsteighalle gliederten sich in einen potenziell bewegten Untergrund (Bahnsteige und Gleisbett) und den Dachbereich (Schalendach), welcher a priori als stabil definiert wurde. Folglich findet auch die Ausführung des Messsystems in zwei unterschiedliche Ebenen statt, mit Referenzmessungen am Schalendach sowie Überwachungsmessungen im Bodenbereich (S-Bahn-Überbrückung).

Zusätzlich zur Geometrie für die Kollisionskontrolle der Visuren sollten auch einzelne Objekte für die Standpunktsbestimmung sowie bestehende, bereits eingeplante Versorgungsschächte und Aussparungen berücksichtigt werden. Letztere waren insbesondere für die Versorgung der Totalstationen von Interesse, weshalb die Kelchstützen K25, K26 und K27 als mögliche Standorte in den Vordergrund rückten.

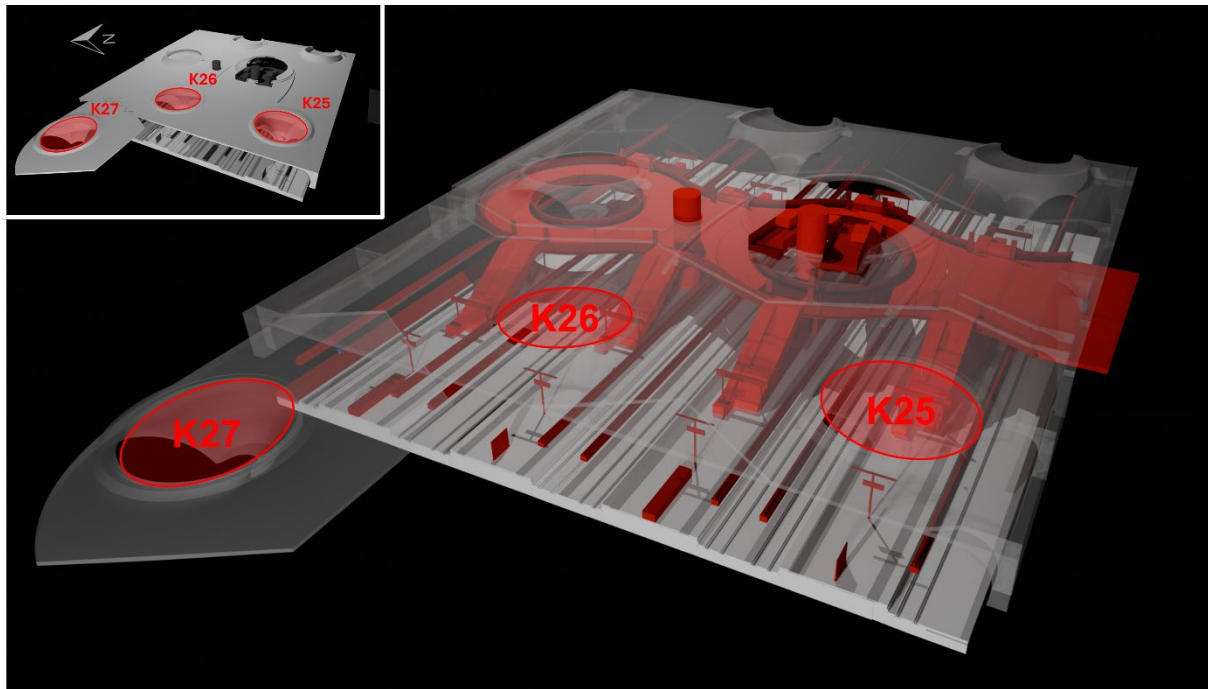


Abb. 2: Planungsmodell von S21 mit Innenansicht (Fußgängersteg und sonstige Einbauten in Rot)

2.2 Virtuelle Realität als Bindeglied zwischen BIM und Geodäsie

Um die geplanten Visuren nach Fertigstellung gewährleisten zu können, müssen der Anfangspunkt (Zentrum der Totalstation) und der Endpunkt (Prismenzentrum) mit hoher Genauigkeit definiert und vor Ort realisiert werden. Im Bauprozess selbst sind jedoch sowohl das Zentrum der Totalstation als auch das Prismenzentrum abstrakte Begriffe. Daher wurden für alle Komponenten die Bohr- und Dübelpositionen (mit einer Genauigkeit von unter 1 cm) als Installationsanweisung berechnet und ausgewiesen. Insbesondere bei der Totalstationsaufhängung war diese Nachrechnung essentiell, da für die Montage und Unterbringung der notwendigen Kommunikationseinheit (COM-Box) ein speziell gefertigtes Einbauteil im Schalendach einbetoniert werden musste. Dieser Detailgrad der Planung ist nur durch eine vollständige 3D-Modellierung aller Komponenten (Konsolen, Einbauteile, Instrumente, Prismen) mitsamt ihrer mechanischen Funktionalität möglich.

Aktuell ist diese Funktion weder in kommerzieller BIM-Software noch in geodätischer Software abgebildet. Aufgrund der Komplexität des Schalendachs und der Einbauten haben sich auch konventionelle 3D-Viewer als unpraktikabel herausgestellt. Zu diesem Zweck wurde eine eigene VR-Applikation (Bauer und Lienhart, 2022) in der Game Engine Unity entwickelt, mit welcher sich ein geplantes Bauwerk virtuell begehen und Vermessungskomponenten interaktiv und dynamisch setzen lassen. Die Funktion der virtuellen Vermessungsobjekte basiert auf vorhandenen Datenblättern der Hersteller bzw. auf aktuellen Laboruntersuchungen, während die Geometrieinformationen aus frei verfügbaren Modellen oder einem Reverse-Engineering-Prozess stammen. Aus diesem Grund verhalten sich die virtuellen Komponenten realistisch und ermöglichen den hohen Detailgrad der Planung.

Ein besonderes Augenmerk lag darauf, dass sich die VR-Planung in den geodätischen Workflow einbetten lässt. Sie stellt das Bindeglied zwischen der BIM-Modellierung und der konventionellen geodätischen Berechnungssoftware dar. Das Modell wurde in Unity im sog. OBJ-Format (offenes Dateiformat zum Speichern von 3D-Formen) geladen, die Simulation durchgeführt und anschließend die geplanten Koordinaten der Komponenten in ein Netzprogramm übertragen. Auf Basis der Ergebnisse der konventionellen Netzsimulation wurde die VR-Planung angepasst, neue Koordinaten an das Netzprogramm weitergegeben und somit ein iterativer Lösungsprozess geschaffen.

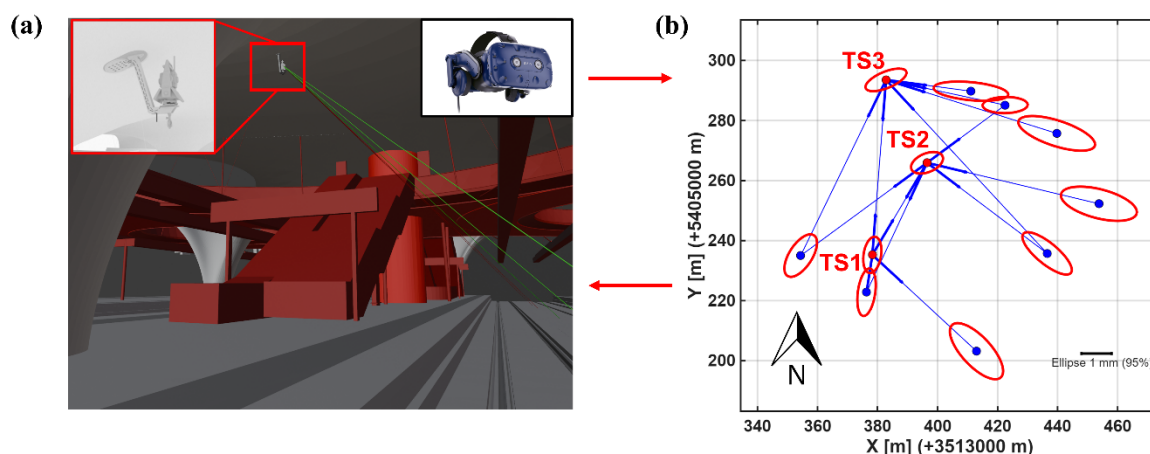


Abb. 3: Innovatives Netzdesign: (a) VR-Planung und (b) konventionelle 2D-Netzsimulation

Eine Hauptaufgabe der VR-Simulation ist die Kollisionsberechnung der Sichtlinien (siehe Abb. 3a). Zusätzlich werden dem Benutzer weitere Berechnungsergebnisse und Qualitätsinformationen (Prädiktionen) angezeigt. Für die Netzplanung sind hier das Sichtfeld der automatischen Zielanvisierung, also die Verhinderung von Doppelpunkten im Suchfeld, sowie die Planung der Einfallswinkel auf Prismen relevant. Zahlreiche Untersuchungen (Lösler et al., 2013; Lackner und Lienhart, 2016) haben gezeigt, dass je nach Einfallswinkel auf ein Prisma mit Abweichungen im Millimeterbereich gerechnet werden muss. Insbesondere für die Platzierung der Verknüpfungspunkte am Schalendach ist dies relevant, da diese von unterschiedlichen Totalstationen gemessen werden.

Aufgrund der hier erforderlichen Genauigkeit scheiden 360° -Prismen für derartige Anwendungen aus (Lackner und Lienhart, 2016). Es verbleibt die Möglichkeit, sog. Prismen-Arrays in unterschiedliche Richtungen einzusetzen (Abb. 4a), welche im Allgemeinen eine praktikable, baustellentaugliche Lösung darstellen. Jedoch wurde diese Methode für die Planung von S21 verworfen, da ein vertikaler Offset zwischen den Prismen aufgrund der Dachgeometrie (zumindest teilweise) nicht realisiert werden konnte und der größere Gesamtaufbau durch min. zwei Prismen das ästhetische Gesamtkonzept des Bauwerks stärker beeinflusst hätte. Aus diesem Grund wurde in Vorversuchen der zulässige Einfallswinkel (Abb. 4b) auf Miniprismen untersucht und ein Operationsbereich von $\pm 25^\circ$ bestimmt, bei welchem die Abweichungen aufgrund von variierendem Einfallswinkel > 1 mm betragen. Auf Basis dieses Operationsbereiches und des limitierten Platzes für Visuren ergab sich ein entsprechendes Netzdesign für das Grundlagnetz am Schalendach (Abb. 3b).

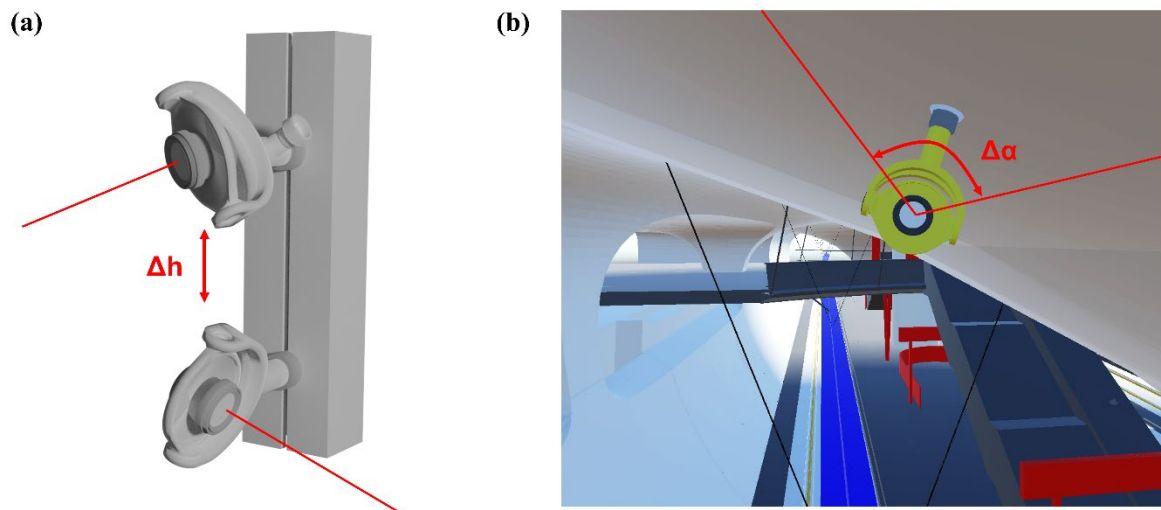


Abb. 4: Varianten zur Realisierung von Verknüpfungspunkten: (a) Prismen-Array in unterschiedliche Richtungen und (b) Einzelkonfiguration mit zulässigem Einfallswinkel

2.3 Finales Messkonzept

Im Rahmen der Konzeptphase wurden unterschiedliche Varianten mit zwei und drei Totalstationen simuliert. Letztere bietet dabei den Vorteil einer wesentlich besseren Abdeckung mit Objektpunkten im Gleisbereich.

Auf Basis der Voruntersuchungen und der Simulation wurde schlussendlich ein finales Messkonzept mit jeweils einer Totalstation auf den Kelchstützen K25, K26 und K27 sowie acht Verknüpfungspunkten am Schalendach erstellt, siehe Abb. 5a. Unter jeder Konsole wurde ein zusätzlicher Verknüpfungspunkt geplant, um Messungen zwischen den Konsolen zu erlauben und somit „gegenseitige Visuren“ in einem permanenten Setup im Netzausgleich zu realisieren. Des Weiteren wurden Visuren zu den Verknüpfungspunkten so gewählt, dass diese nicht durch Besucher auf der Brücke gestört werden und Prismen vor Vandalismus geschützt sind.

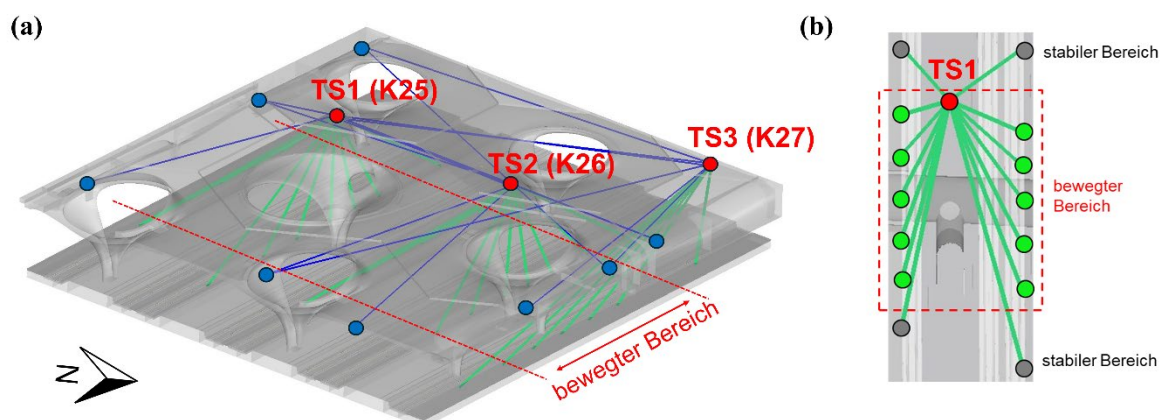


Abb. 5: Finales Messkonzept: (a) Gesamtnetz und (b) Anordnung der Objektpunkte von TS1 im Gleisbereich

Die Standpunkte der Totalstationen können a priori nicht als stabil angenommen werden, da die Stahlkonsolen thermalen Ausdehnungseffekten durch die Änderung der Umgebungstemperatur unterliegen. Aus diesem Grund wird der Netzausgleich zu jeder Epoche frei ausgeglichen, wobei auf den 8 Verknüpfungspunkten gelagert wird.

Im Bodenbereich misst jede Totalstation zu 14 Objektpunkten, wobei sich jeweils die Messlinie einer Seite im Gleisbett und jene der anderen Seite an der Bahnsteigkante befindet (Abb. 5b). Am Ende beider Messlinien wird ebenso ein Punkt im stabil angenommenen Bereich angeordnet, um relative Deformationen entlang der Messlinie kontrollieren zu können. Diese Maßnahme dient vor allem zur Absicherung, sollte es zu einem späteren Zeitpunkt auch zu einer Setzung im Dachbereich und somit im Referenznetz kommen.

3 Praktische Realisierung

3.1 Installation der Systemkomponenten

Zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Veröffentlichung wurden alle drei Totalstationen inklusive entsprechender Kommunikationseinheiten und Datenverbindungen sowie sämtliche Verknüpfungspunkte am Schalendach praktisch realisiert. Im Zuge einer Begehung vor der Installation erfolgte eine Lagekontrolle sämtlicher Einbauteile im Schalendach sowie die Bohrungen zur Montage der jeweiligen Konsole im Baustellenkoordinatensystem. Die Abweichungen von $< 1\text{cm}$ zum geplanten Netz bestätigen die hohe Genauigkeit der Bauleistung und des digital unterstützten Bauprozesses und ermöglichten eine Installation gemäß Netzsimulation.

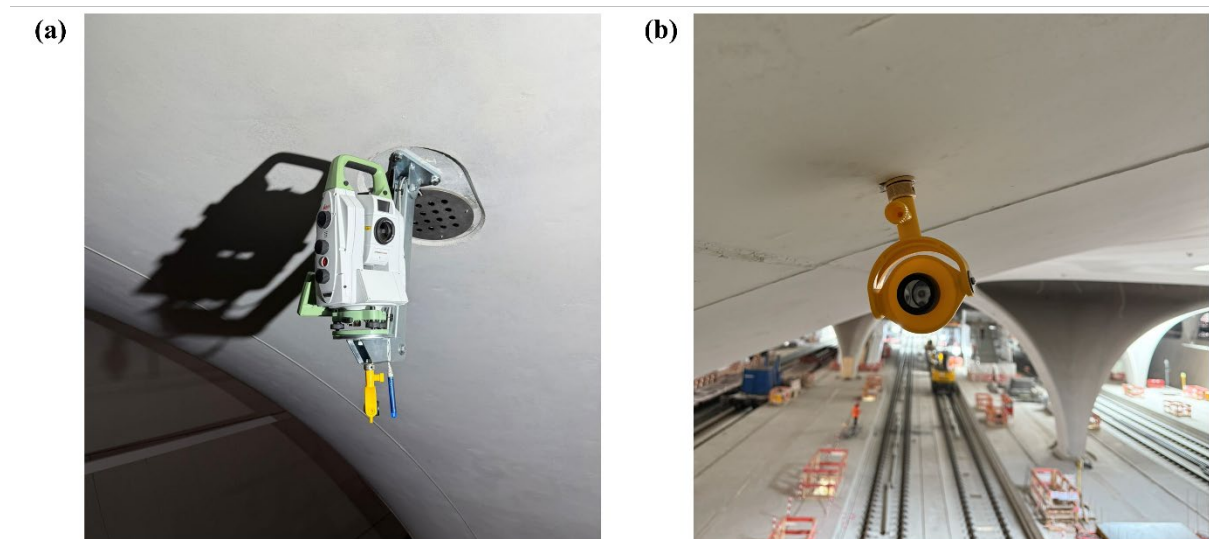


Abb. 6: Installation der Systemkomponenten: (a) Totalstation Leica TS60 mit Einbauteil an der Kelchstütze und (b) Prisma mit Dübel am Schalendach

Abb. 6 zeigt eine der installierten Totalstation auf einer Konsole sowie einen realisierten Verknüpfungspunkt am Schalendach. Infolge der Ableitung der Bohrpositionen aus der VR-Simulation stimmen die tatsächlichen Positionen der Prismenzentren auf wenige Millimeter mit

der Netzsimulation überein. Im Bereich der Konsole musste die Höhe und Lage infolge eines Instrumentenwechsels im Vergleich zur ursprünglichen Planung (Leica Typ TS60 anstelle TS50) geringfügig verändert werden, um eine Kollision zwischen dem Display der Totalstation und dem Konsolenarm zu verhindern. Die Auswirkung auf die Visuren zu sämtlichen Verknüpfungspunkten wurde vor Ort kontrolliert und keine signifikanten Auswirkungen festgestellt.

3.2 Prismen Orientierung

Zur Umsetzung der zulässigen Orientierung wurde in der ursprünglichen Planung (Bauer und Lienhart, 2024) eine komplexe Zieltafel mit Markern vorgeschlagen. Diese sollte mittels der On-Axis Kamera detektiert und aus der Aufnahme die relative Orientierung des Prismas berechnet werden. Aufgrund des Fehlens kommerzieller Apps auf der Totalstation hat sich diese Methode jedoch nicht als zielführend erwiesen. Aus diesem Grund wurde zur praktischen Realisierung auf eine mechanische Hilfskonstruktion (siehe Abb. 7a) zurückgegriffen, welche zwar demselben Grundprinzip folgt, jedoch wesentlich einfacher auf der Baustelle eingesetzt werden kann. Hierzu wurde der Öffnungswinkel von $\pm 25^\circ$ durch die beiden Aussparungen links und rechts des Prismenzentrums physisch realisiert. Ist der Hintergrund aus Blickrichtung der Totalstation durch die beiden Öffnungen sichtbar, befindet sich das Prisma relativ zur Totalstation im zugelassenen Betriebsbereich. Aufgrund der exzentrischen Positionierung der Aussparungen und einer dadurch resultierenden Parallaxe muss das optische Mittel aus beiden Aussparungen genommen werden. Diese Problematik ist aber indirekt proportional zur Distanz und besitzt nur im Nahbereich einen signifikanten Effekt.

Der Vorteil dieser „analogen“ Variante ist, dass dieses Vorgehen vom Installationsteam mit dem Videostream der Totalstation ohne weitere Anpassungen der Software durchgeführt werden konnte. Dazu wurde für jeden Verknüpfungspunkt das On-Axis Kamerabild (Abb. 7b) von den jeweiligen Totalstationen betrachtet, die Ausrichtung des Prismas vorgenommen und abschließend das Prisma mittels Schraube fixiert. Das Bild dient außerdem zur Dokumentation, wodurch eine mögliche Veränderung am Prisma selbst oder im Nahbereich zu einem späteren Zeitpunkt jederzeit überprüft werden kann.

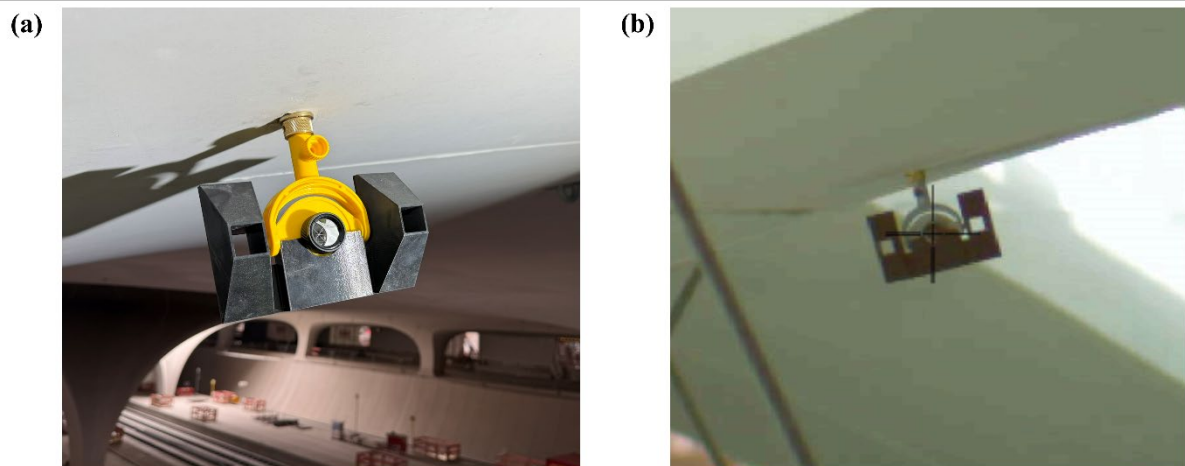


Abb. 7: Planungsgetreue Orientierung der Prismen in der Praxis: (a) 3D-Druck gefertigter Prismenadapter und (b) resultierendes On-Axis Kamerabild der Leica TS60

4 Erste Auswertungen

Seit 11.11.2025 sind alle Konsolen sowie Konsolen in der endgültigen Konfiguration besetzt – das System befindet sich in einem mehrmonatigen Testbetrieb. Zur Veranschaulichung der ersten Messresultate sind in Abb. 8 die Auswertungen der Höhenkomponente bis inkl. 09.01.2026 dargestellt. Die Höhenveränderungen aller drei Konsolenpunkte zentriert um den Mittelwert (Abb. 8a) zeigen, wie zu erwarten, eine Variation im Millimeterbereich. Die Außentemperatur am Standpunkt TS1 in Abb. 8b zeigt im Beobachtungszeitraum eine Variation zwischen -1°C und 10°C , wobei der Temperaturverlauf eindeutig mit der Höhenvariation korreliert. Die Messwerte selbst werden durch die externen Sensoren meteorologisch korrigiert, außerdem ist im Messbereich nur wenig Refraktion zu erwarten. Folglich kann davon ausgegangen werden, dass eine tatsächliche Bewegung aufgrund der thermischen Ausdehnung der Konsole stattfindet. Diese Aussage wird auch dadurch gestützt, dass diese Systematik in keinem der Verknüpfungspunkte (Abb. 8c) zu erkennen ist.

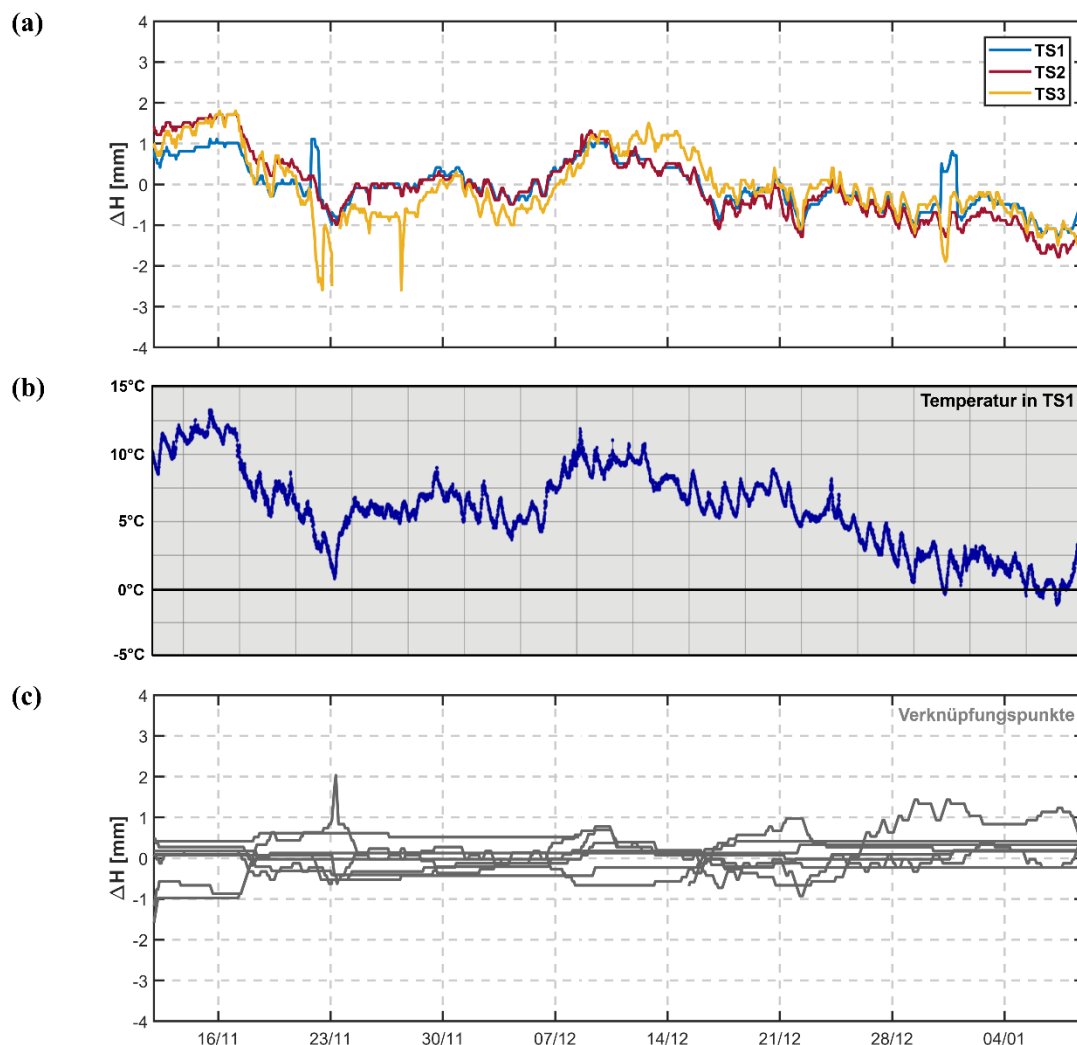


Abb. 7: Auswertung des ersten Testzeitraums von 2 Monaten: (a) Relative Höhenveränderung in den Konsolenpunkten, (b) Temperaturverlauf in TS1 und (c) relative Höhenänderung in den Verknüpfungspunkten

5 Zusammenfassung & Ausblick

Konventionelle Methoden zur Planung automatisierter, geodätischer Überwachungssysteme stoßen im urbanen Gebiet infolge komplexer Geometrien und einer Vielzahl von Einbauten oftmals an ihre Grenzen. Zur Planung des geodätischen Monitorings in der neuen Stuttgart-21-Bahnsteighalle wurde daher eine eigene VR-Applikation realisiert, in welcher das Bauwerk virtuell begangen und Vermessungskomponenten intuitiv gesetzt werden können. Neben einer Kontrolle der geplanten Visurlinien können z.B. Störungen durch mehrere Prismen im Sichtfeld der Totalstation oder Kollisionen mit Einbauten interaktiv identifiziert und behoben werden. Ebenso kann der Auftreffwinkel der Visur am Prisma berechnet und somit die Orientierung des Prismas basierend auf Voruntersuchungen und/oder Erfahrungswerten in der Planung optimiert werden. In weiterer Folge kann durch die Integration zeitlich variierender Beeinflussungen wie z.B. Klimaanlage ein lebendiger digitaler Zwilling für den Betrieb geschaffen werden.

Die Einbindung von geodätischen Objekten in den BIM-Prozess und damit eine Schaffung einer interoperablen Schnittstelle zwischen BIM und Monitoring kann aktuell nicht als Stand der Technik angesehen werden. Der interaktive Planungsprozess im Projekt S21 zeigt den erheblichen Mehrwert insbesondere im Hinblick auf die spätere praktische Umsetzung und kann eine zuverlässige Grundlage für die Planung zukünftiger Großprojekte mit geodätischen Monitoringsystemen bieten.

Die praktische Installation der geodätischen Komponenten am Schalendach konnte im Jahr 2025 erfolgreich abgeschlossen werden. Die ersten Erkenntnisse einer mehrwöchigen Testphase beweisen die Plausibilität des Monitoringsystems anhand einer direkten Korrelation der Höhenkoordinate der Konsolenpunkte mit der Umgebungstemperatur infolge einer thermischen Ausdehnung des Konsolenarmes. Die Variation der Verknüpfungspunkte in einem Wertebereich von etwa ± 1 mm über den gesamten Beobachtungszeitraum demonstriert außerdem die hohe wiederholbare Genauigkeit des Systems.

Auf Basis des Bauzeitplans soll die Installation der Bodenpunkte im Gleisbett und am Bahnsteig nach Fertigstellung der Schallabsorber im Gleisbereich im ersten Halbjahr 2026 realisiert werden. Das Gesamtsystem kann somit vor Inbetriebnahme des Bahnhofs ausreichend getestet werden. Im späteren Betrieb ist aktuell ein Messintervall aller Totalstationen von 15 Minuten sowie eine vollständige Netzausgleichung alle 2 Stunden geplant. Die ausgeglichenen Koordinaten werden automatisiert an das übergeordnete Datenmanagementsystem übertragen, in welchem die Messwerte sämtlicher Sensoren des Monitoringsystems gespeichert sowie mit festgelegten Warn- und Grenzwerten abgeglichen werden.

Danksagung

Ein besonderer Dank gilt der Deutschen Bahn, insbesondere Johanna Zink, Peter Werner Lange, Frank Rolle, Wolfgang Esser und Tinashe Shoniwa für die partnerschaftliche Zusammenarbeit in der Planungs- und Realisierungsphase. Weiters möchten sich die Autoren bei sämtlichen Projektpartnern, namentlich Werner Lienhart (Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, Technische Universität Graz), Christian Sodeikat und Robin Groschup (Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH), Sonja Gepperth und Angelika Schmid

(Werner Sobek AG) sowie Manfred Keuser (BUNG-PEB Tunnelbau-Ingenieure GmbH) für deren Input und die gute Kooperation bedanken.

Literatur

- BAUER, P. & LIENHART, W. (2022): 3D concept creation of permanent geodetic monitoring installations and the a priori assessment of systematic effects using Virtual Reality. In: Journal of Applied Geodesy, 17 (1), S. 1-13. <https://doi.org/10.1515/jag-2022-0020>
- BAUER, P. & LIENHART, W. (2022): Augmentation approaches for geodetic permanent monitoring systems in dynamic urban environments. In: Survey Review, 56 (398), S. 500-508. <https://doi.org/10.1080/00396265.2023.2293555>
- LACKNER, S. & LIENHART, W. (2016): Impact of prism type and prism orientation on the accuracy of automated total station measurements. 4th Joint International Symposium on Deformation Monitoring – JISDM, Wien, Österreich.
- LÖSLER, M., HAAS, R. & ESCHELBACH, C. (2013): Automated and continual determination of radio telescope reference points with sub-mm accuracy: results from a campaign at the Onsala space observatory. In: Journal of Geodesy, 87, <https://doi.org/10.1007/s00190-013-0647-y>
- SACKS, R., EASTMAN, C., TEICHOLZ, P. & LISTON, K. (2011): BIM Handbook, A guide to building information modelling for owners, managers, designers, engineers, and contractors. , S. 15-17. 2. Auflage. Wiley, Hoboken, New Jersey. ISBN-9781119287537
- SCHMID, A., GEPPERTEH, S. & REINKE, H.-G. (2022): Die S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 – ein unterirdisches Verkehrsbauwerk mit ganz besonderen Anforderungen. In: Bautechnik, 99, S. 524-532. <https://doi.org/10.1002/bate.202100112>
- WERNER SOBEK AG (2025): S21 – S-Bahnbrücke. <https://www.wernersobek.com/de/projekte/s21-s-bahnbruecke/> (abgerufen am 14.01.2026)

NBS Dresden-Prag – Was passiert beim Wechsel von Datum und Projektion mit den Trassierungselementen?

Enrico ROMANSCHKE¹ (0000-0002-0242-3109), Emanuel SCHÜTZ² (0009-0004-9097-8201) & Christian CLEMEN³ (0000-0002-5807-7698)

¹ Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden, enrico.romanschek@htw-dresden.de

² Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden, emanuel.schuetz@htw-dresden.de

³ Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden, christian.clemen@htw-dresden.de

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-005](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-005), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Einleitung

Die Neubaustrecke (NBS) zwischen Dresden und Prag soll Europa näher zusammenbringen und die Reisezeit zwischen den beiden Städten um mehr als die Hälfte verkürzen. Die NBS führt zwischen Heidenau (bei Dresden) und der tschechischen Stadt Chabařovice durch einen circa 30 Kilometer langen, grenzüberschreitenden Erzgebirgsbasistunnel (EGBT).

Die in diesem Beitrag beschriebene Studie der Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden (HTWD) wurde von der Deutschen Bahn (DB InfraGO) beauftragt und in enger Absprache mit der Projektsteuerung (Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft und Vössing Ingenieurgesellschaft), Správa železnic (Eisenbahninfrastrukturbetreiber in Tschechien), der Technischen Universität Dresden (TUD) und Jaud IT durchgeführt.

Grundsätzlich ist die Erstellung eines einheitlichen Raumbezugs für Lage, Höhe, 3D-Messungen und Schwere bei jedem Tunnelprojekt dieser Größenordnung erforderlich und seit Jahrzehnten erprobt und kodifiziert (MÖSER, 2016; ZIMMERMANN & WUNSCH, 2023). Mit Building Information Modelling (BIM) muss allerdings eine weitere digitale Methode integriert werden. Alle relevanten Bauwerksdaten werden in BIM dreidimensional koordiniert. Für die BIM-Software müssen die Koordinaten, Geodaten und Trassenelemente so umgeformt werden, dass die Abweichung zwischen 3-D-Planung und Vermessung möglichst gering wird.

Der homogene, grenzüberschreitende Raumbezug für den geplanten Erzgebirgsbasistunnel (EGBT) basiert auf Messungen des Dresdner Ingenieurbüros Dr. Franke und den GNSS-Netzausgleichungen der TUD (Prof. L. Wanninger). Diese Ergebnisse konstituieren das geodätische Datum EGBT22, das für die einheitliche homogene Planung und Bauausführung verwendet werden soll. Auf deutscher und auf tschechischer Seite müssen die jeweiligen Koordinatenreferenzsysteme der existierenden Bahninfrastruktur im Übergangsbereich eingebunden werden. Das projizierte Koordinatenreferenzsystem EGBT22/LDP ist eine sogenannte *Low Distortion Projection* (LDP). Diese hat im Bereich der Tunnelbaumaßnahme auf der Neubaustrecke Dresden-Prag eine minimale Maßstabsabweichung zwischen den in der Örtlichkeit gemessenen/modellierten Horizontalstrecken und den projizierten Strecken, die aus Koordinaten berechnet werden. Damit können diese georeferenzierten EGBT22/LDP

Koordinaten gut in BIM-Software verwendet werden, obwohl die im Bauwesen eingesetzten Softwareprogramme (3D-CAD, BIM-Autorensystemen, BIM Koordinationsplattformen) häufig keine geodätischen Reduktionen anbringen können, weil sie ursprünglich für den Hochbau, also nicht für langgestreckte Anlagen, entwickelt wurden. Bei der Verwendung von geodätischen Koordinatenreferenzsystemen, deren Maßstab nicht für die Baumaßnahme optimiert ist, können folgende systematische Abweichungen entstehen: Erstens Abweichungen in der Mengenberechnung (Längen, Flächen, Volumen), zweitens Abweichungen der geodätischen Messungen zu einer Laserscan-Punktwolke (Maßstab=1) oder einem geplantem Bauwerksmodell (BIM, Maßstab=1). Ggf. entsprechen abgesteckte Bauteile nicht den in 1:1-3D geplanten Dimensionen. Um dieses Risiko zu minimieren, soll ein geodätisches Koordinatenreferenzsystem angelegt werden, das im Bereich der Tunnelbaumaßnahme eine systematische Maßstabsabweichung von weniger als 10ppm, also weniger als 10mm/1km, hat. Mit diesem optimierten Koordinatensystem können 3D-CAD, BIM-Autorensystemen und BIM Koordinationsplattformen auch für große Baumaßnahmen eingesetzt werden. Für die hochgenaue Transformationen von ingenieurgeodätischen Vermessungen der deutschen Bahn oder Správa železnic wird zusätzlich eine geozentrische Datumstransformation für das EGBT22 spezifiziert, die zwischen dem tschechischen ETRS89/CZ und der deutschen Realisierung ETRS89/DREF91 vermittelt. Weil eine einheitliche Transformation von Punktkoordinaten, Geodaten/CAD-Modellen und BIM-Modellen besonders wichtig ist, wurden in der Studie zwei Open Source Softwarepakete entwickelt.

2 Grundlagen aus Forschung und Praxis

Die Georeferenzierung von 3D-BIM-Modellen ist ein hochaktuelles Thema, wie die neueste Metastudie von AZARI u. a. (2025) zeigt. Die spezifischen Probleme, die bei der Verwendung globaler CRS für die 3D-Modellierung langgestreckter Strukturen (Eisenbahnen) auftreten, wurden unter anderem in JAUD u. a. (2020) diskutiert. Die Autoren gehen speziell auf das Maßstabsproblem ein und zeigen auch, wie falsch interpretierte Koordinaten die Volumenberechnungen, beispielsweise von Erdmassen, beeinflussen. Einige spezifische Untersuchungen zum IFC-Schema wurden von JAUD u. a. (2022) durchgeführt, wobei der Schwerpunkt auf IFC-Entitäten für die Georeferenzierung und die Adressierung von CRS lag, die als WKT, aber nicht mit einem EPSG-Code spezifiziert sind. Der kanonische britische Snake-Grid-Ansatz (ILIFFE u. a., 2007) war für die NBS Dresden-Prag nicht geeignet, da ein Snake-Grid nur mit sehr speziellen Softwarebibliotheken und nicht auf Trassierungselemente angewendet werden kann. Die wissenschaftliche und technische Literatur enthält jedoch zahlreiche Methoden für lokale CRS, die alle darauf abzielen, Verzerrungen aufgrund der Krümmung der Erde lokal zu minimieren. DENNIS (2016) zeigt, wie sich verschiedene Projektionstypen auf verzerrungsarme Kartenprojektionen auswirken. Wichtige Argumente für die Berücksichtigung der Höhe bei der CRS-Gestaltung werden in älteren Studien zur erforderlichen Höhenauflösung für die Bestimmung des Maßstabsfaktors k_0 von BURKHOLDER (2004) beschrieben. Wenn es um standardisierte Konzepte und den IT-Einsatz der Georeferenzierung geht, sind die internationalen Normen ISO19111 „Koordinatenreferenzsysteme“ (ISO, 2019a) und ISO 19162 zur WKT-Darstellung von Koordinatenreferenzsystemen (ISO, 2019b) maßgeblich. Für zuverlässige Formeln und die Umsetzung durch Programmierung ist das Kompendium Coordinate Conversions & Transformationen einschließlich Formeln (INTERNATIONAL ASSOCIATION OF OIL & GAS PRODUCERS (IOGP),

2025) ein zuverlässiges Standardwerk. Die praktischen Auswirkungen der Anwendung von *Low Distortion Projections* (LDP) Systemen auf Personenbahnhöfe wurden in CLEMEN & ROMANSCHKE (2025) und KALANTARI u. a. (2024) beschrieben.

Für das Verständnis der Trassierungselemente, insbesondere verschiedener Übergangsbögen, sind die Ausführungen von SANDNER (2021) und NOTTBECK (2016) besonders hilfreich. In letzterem wird zudem die Berechnung von Bloss-Kurven mittels Fresnelscher Integrale (SCHUHR, 2007) einer Reihenentwicklung nach Taylor (SCHUHR, 1983) gegenübergestellt. Die Berechnung von Koordinaten für Klothoiden wird unter anderem von KIMIA u. a. (2003) behandelt.

3 Transformation von Punkten

Die Optimierung der Parameter für die Mercator-Projektion erfolgte iterativ über die Minimierung der Spanne (nicht der Summe!) des Maßstabes (ppm) über die Variation der Lage des Zentralpunktes λ_0 , φ_0 und des Maßstabes k_0 zur Kompensation der Höhenreduktion. Dabei wurde die im Datum DB_REF2016/GK5 geplante Vorzugsvariante des Tunnels als Grundlage verwendet und mit den bekannten Parametern DB_REF→ETRS89/DREF91 und dem Quasigeoid GCG2016 transformiert.

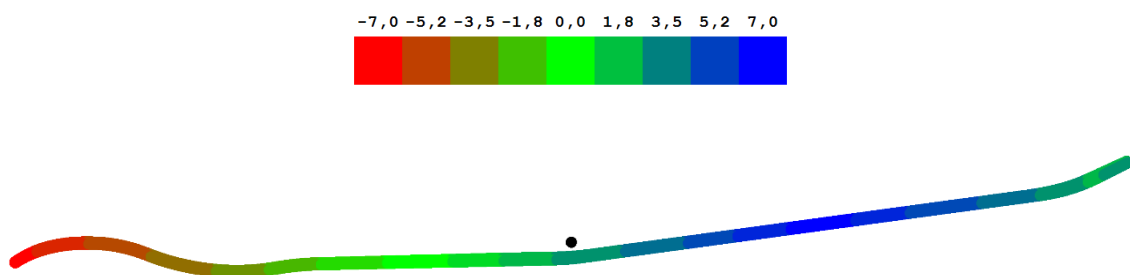


Abb. 1: Trasse (Norden links, Süden rechts) nach PPM Werten eingefärbt, der schwarze Punkt ist das Projektionszentrum. Farbskala der PPM Werte

Tabelle 1: Abschätzung der Höhenreduktion entlang der Trasse und auf der Geländeöhe

Ort	Höhe h_{ell_EGBT22}	Maßstab	Maßstab
Tunnel			
Min	164 m	1,000009	+9 ppm
Mittel	222 m	1,000000	-1 ppm
Median	231 m	0,999998	-7 ppm
Max	265 m	0,999993	-7ppm
Gelände			
Min	150 m	1,000011	+11 ppm
Mittel	458 m	0,999963	-37 ppm
Median	447 m	0,999964	-36 ppm
Max	845 m	0,999902	-98 ppm

Wie in **Abb. 2** dargestellt erfolgt die Datumstransformation von den Gebrauchssystem der Deutschen Bahn DB_REF/GK5 und der SŽ S_JTSK in zwei Schritten über das vermittelnde ETRS89 in der jeweiligen nationalen Realisierung. Die Transformationsparameter zwischen dem ETRS89 und dem vermittelnden EGBT22 sind nur translatorisch und $<3\text{mm}$ – müssen also nur bei hochgenauen Netzverdichtungen im Übergangsbereich angewendet werden.

ETRS89/DREF91(R2016) nach ETRS89/EGBT22:

+proj=helmert +x=-0.0028 +y=-0.0023 +z=0.0029

ETRS89-CZ nach ETRS89/EGBT22:

+proj=helmert +x=0.0028 +y=-0.0023 +z=-0.0029

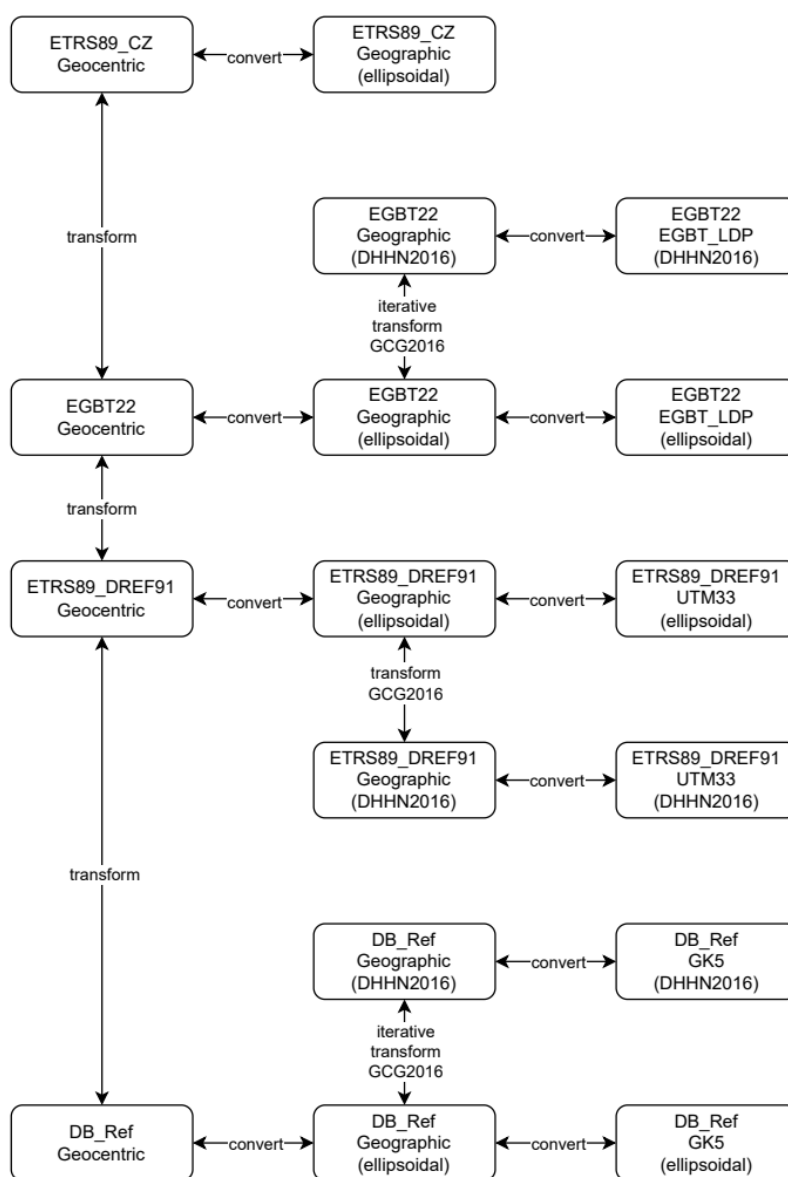


Abb. 2: Umgesetzte Schritte zur Transformation und Umformung von Koordinatenwerten.

Für die zukünftige Transformation von Punkten und Geodaten wurden durch die Studie der HTW Dresden folgende Werkzeuge zur Verfügung gestellt:

- CRS-Konfigurationsdateien für CAD und GIS-Software für das EGBT22/LDP Gebrauchssystem (proj, WKT-CRS Dialekten und Autodesk Civil3d-XML) für die BIM Koordination
- Vereinfachte CRS-Konfigurationsdateien ohne (den geringen) Datumsunterschied ETRS89→EGBT22/LDP für das Geodatenmanagement
- Open Source Software egbt22trans für Transformation von Punktkoordinaten zwischen den Datums DB_REF, ETRS89/CZ, ETRS89/DREF91 und EGBT22 in geographischen, kartesischen und projizierten Koordinaten (GK, UTM, LDP)

4 Transformation von Trassierungselementen

Die Datumstransformation und kartographische Umformung von Trassierungselementen Gerade, Kreis, Übergangsbögen und Gradiente ist in der nationalen Praxis eigentlich nicht notwendig, weil die Trassierung, sowie die gleisgeometrische und fahrdynamische Prüfung im Koordinatenreferenzsystem der Deutschen Bahn oder Správa železnic durchgeführt werden. In einem grenzüberschreitenden Projekt müssen aber vor allem im Übergangsbereich die Trassierungselemente in beiden Systemen vorliegen, damit z.B. eine parametrische Modellierung möglich ist. Für diesen Zweck wurde im Rahmen der Studie eine OpenSource Software mit MIT-Lizenz entwickelt, die auch in kommerzielle ClosedSource eingebunden werden kann. Die Anforderungen an die Funktionalität der trans.lib Software sind:

1. Die übergeben **gra/tra Dateien** im DB_REF/GK5 können eingelesen werden, die Trassierungselemente werden (nach der Interpolation) in der tra.lib GUI tabellarisch dargestellt und visualisiert. Die Software visualisiert Lage(2D), Richtung, Krümmung, Höhe, und Steigung.
2. Die tra.lib Software kann die Trasse **im DB_REF/GK5 interpolieren** (z.B. max. Abstand 1m und max. orthogonale Differenz zu Trasse 1mm) und eine csv-Datei mit Stationswert, Eigenschaften des Trassierungselements und Koordinaten ausgeben.
3. Die TRA.Tool Software kann die Trassierungselemente **ins EGBT22/LDP transformieren**, interpolieren und eine csv-Datei mit Station, Elementeigenschaften und Koordinaten ausgeben.
4. Für das Ergebnis der Transformation der Geometrieelemente steht **zusätzlich ein Qualitätskriterium** zur Verfügung, das Auskunft über die transformationsbedingten Abweichungen der Geometrie gibt. Abweichungen in Lage und Stetigkeit werden durch **Warnungen** ersichtlich gemacht, deren Schwellwerte definiert werden können.
5. Die TRA.Tool Software kann die transformierten Trassierungselemente **in eine gra/tra Datei schreiben**. Dabei gibt es für den Umgang mit dem Maßstab verschiedene Varianten, allerdings können nicht gleichzeitig die Stationswerte im DB_REF beibehalten und alle Stetigkeitsbedingungen im EGBT22/LDP erfüllt werden.
6. Die exportierten gra/tra Dateien (EGBT22/LDP) können in die Software ProVI geladen werden. Die transformierte Trasse kann **in ProVI für die parametrische BIM Modellierung genutzt** werden.

7. Der **orthogonale Abstand** zwischen der unabhängig erstellten und transformierten 3D-Polylinie (Civil3D) und der mit tra.tool transformierten Trassen beträgt im CAD-System max. 2mm
8. Eine im „**Roundtrip**“ (DBREF/EGBT22/DBREF) transformierte Trasse (gra/tra) hat maximale geometrischen Abweichungen <1mm zu der originalen Trassendateien.

Für Transformationen wird die oben beschriebene Bibliothek *egbt22trans* verwendet. Da mit *egbt22trans* nur 2/3D-Koordinaten transformiert werden können, müssen die übrigen Geometrieparameter *Länge*, *Richtung* und *Radien* separat geändert werden. Die Erhaltung der Stetigkeitsbedingungen und die Anpassung der Stationierung nach der Transformation ist eine der Hauptfunktionen des TRA.Tool. Beachtet werden müssen der Maßstab und die Meridiankonvergenz als zusätzliche Einflussgrößen auf die Trassenparameter.

Aus dem lokalen Projektmaßstab (Höhe, Abstand Mittelmeridian) wird eine Skalierung am Start- und Endpunkt der Geometrieelemente berechnet. Diese wird angewandt:

- auf den Parameter Länge als Mittelwert der Skalierung am Start- und Endpunkt der Elemente
- auf r_1 & r_2 einer Kreisgeometrie als Mittelwert von Skalierung am Start- und Endpunkt der Elemente.
- Für Bloss-Kurve und Klothoide wird r_1 mit der Skalierung am Elementanfang multipliziert und r_2 mit der Skalierung am Elementende.

Die Meridiankonvergenz vor und nach der Transformation wird als Delta von der ursprünglichen Richtung subtrahiert:

$$heading_{new} = heading - (\gamma_{EGBT22} - \gamma_{DBRef})$$

Trotz dieser Korrektur bleiben systematische Abweichungen zwischen den Geometrieelementen in DB_REF20116/GK5 und EGBT22/LDP bestehen (Abb. 4).

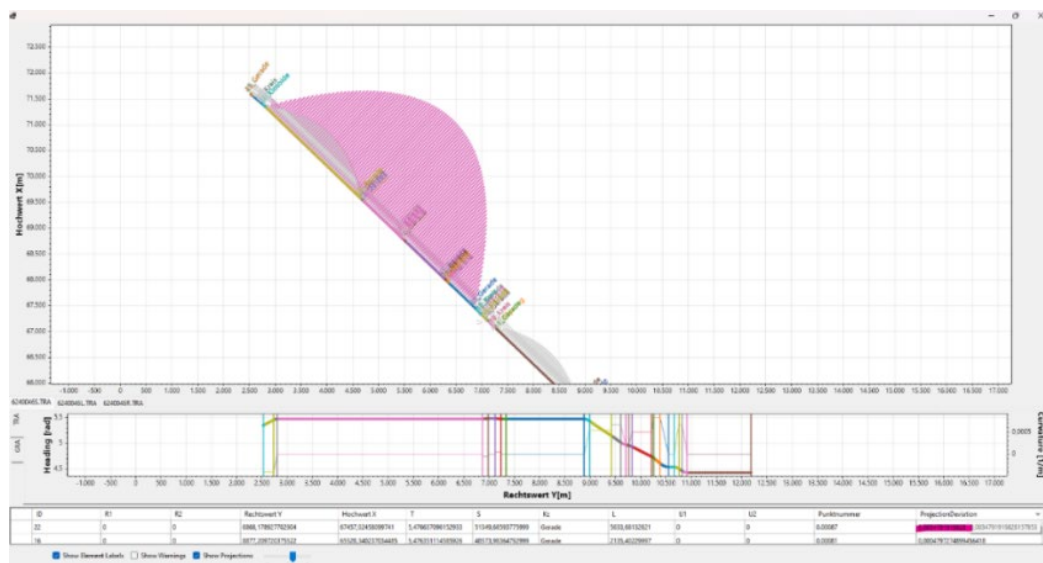


Abb. 4: Systematische Abweichungen durch die Meridiankonvergenz zwischen DB_REF20116/GK5 und EGBT22/LDP (ohne Optimierung)

Durch die Optimierung in Bezug auf die Stetigkeit der Anschlusspunkte (Abb. 5), kann es durch die Richtungsanpassung zu Abweichungen in der Richtung zwischen dem letzten interpolierten Punkt (Endpunkt) und der Startrichtung der Nachfolger kommen. Abb. 6 zeigt den Extremfall eines 5,6 km langen Trassierungselements. Die Richtungsabweichung (*Knick*) beträgt nach der Transformation 0.8°.

Neben der eigentlichen Transformation ist es wichtig, Aussagen über die Qualität der transformierten Geometrie treffen zu können. Durch Interpolation der Punkte der ursprünglichen Geometrie werden diese als Polylinie zusammen mit der parametrisierten Geometrie transformiert. Im Zielkoordinatensystem werden dann die Punkte der transformierten Polylinie auf die neue, parametrisierte Trasse projiziert und die verbleibenden Abweichungen können als Qualitätsindikator verwendet werden. Für den genannten Extremfall aus Abb. 6 beträgt die mittlere Abweichung 3,5 mm. Für alle übrigen Trassierungselemente sind die Abweichungen aufgrund der geringeren Elementlänge deutlich geringer.

Die Bibliothek ermöglicht den Export in die Formate .gra/.tra, .csv und .dxf. Der als Ergebnis der Transformation erhaltene Maßstab kann nicht direkt in TRA gespeichert werden, da es im Dateistandard kein entsprechendes Feld gibt. Für den Export nach TRA stehen daher verschiedene Optionen zur Verfügung:

- **Verwerfen:** Der Maßstab wird ignoriert, die Länge behält ihren ursprünglichen Wert. Dies führt zu Koordinatenunterschieden zwischen den Geometrieelementen. Die Bedingung $\text{Stationswert} + L = \text{Stationswert des Folgeelements}$ ist erfüllt.
- **Multiplizieren:** Die Länge wird mit dem Maßstab multipliziert. Die Stationswerte der Elemente werden nicht angepasst. Die Bedingung $\text{Stationswert} + L = \text{Stationswert des Folgeelements}$ wird **NICHT** erfüllt.
- **KSprung hinzufügen:** Die Länge wird mit dem Maßstab multipliziert. Um die Bedingung $\text{Stationswert} + L = \text{Stationswert des Folgeelements}$ zu erfüllen, werden bei Bedarf zusätzliche KSprung-Elemente hinzugefügt (dies führt meist zu einer TRA-Datei mit KSprung-Elementen zwischen jeder Geometrie). Aufgrund von Berechnungsungenauigkeiten können einige der hinzugefügten KSprung-Elemente aufgrund ihres Längenparameters die Toleranz für Stationsabweichungen überschreiten und in der Datei verbleiben.

5 Auswirkungen auf die Praxis

Derzeit wird in einer Bachelorarbeit (Phil Abel, Studiengang Infrastrukturmanagement, HTW Dresden) die Transformation mit dem erstellten TRA.lib Tool und der in die Planungssoftware ProVI integrierten Transformationslösung für parametrisierte Trassen untersucht. Erste Ergebnisse zeigen erwartungsgemäß, dass manuelle CAD-Verfahren, wie das Verschieben, Drehen und/oder Skalieren der Trassen oder IvL-Pläne, zu starken Lageabweichungen führen. Deswegen ist eine softwaregestützte Transformation von Trassierungselementen unbedingt erforderlich. Ziel der Koordinatentransformation ist vor allem die Beibehaltung der Stetigkeitsbedingungen und Anpassung der Stationierungswerte als Grundlage für eine parametrische BIM-Modellierung.

Die bis jetzt durchgeführten numerischen Auswertungen zeigen, dass die untersuchten Transformationsverfahren trotz unterschiedlicher mathematischer Ansätze im Lageplan vergleichbare geometrische Ergebnisse liefern. Kleine ($<3,5\text{mm}$) Unterschiede werden vor allem in den Hauptpunktkoordinaten, Stationierungen und Richtungswinkeln (mittel $0,004\text{gon}$) der Achselemente sichtbar. Bei den ProVI-internen Transformationsvarianten erweist sich insbesondere die Variante mit beibehaltenen Radien als praktikabelste Lösung für die Entwurfs- und Ausführungsplanung. Sie erzeugt eine konsistente und gut interpretierbare Achsgeometrie, die lagebezogen eine ausreichende Genauigkeit aufweist und gleichzeitig die Anschlussfähigkeit an etablierte planerische Workflows gewährleistet. Radien stellen eine zentrale geometrische Größe der Entwurfsplanung dar und bilden die Grundlage für weitere Berechnungen, etwa zur Überhöhung oder zur Bemessung von Übergangsbogenlängen. Eine Veränderung dieser Parameter hat zur Folge, dass die Berechnungen und Nachweise zur Einhaltung der Regelwerte (wie maximale Seitenbeschleunigung, zulässige v_{max} , Überhöhung/sfehlbetrag) neu durchgeführt werden müssen, ohne im Lageplan einen erkennbaren Mehrwert zu bieten.

Die mit TRA.Tool durchgeführte Transformation weist im Vergleich zur ProVI-Transformation insgesamt geringere numerische Abweichungen gegenüber der Referenztransformation auf. Für die Planungspraxis ist jedoch weniger die maximal erreichbare numerische Genauigkeit entscheidend als vielmehr die geometrische Konsistenz der Achse und ihre Eignung für integrierte planerische Prozesse

Literaturverzeichnis

- AZARI, P., LI, S., SHAKER, A. & SATTAR, S. (2025): Georeferencing Building Information Models for BIM/GIS Integration: A Review of Methods and Tools. In: *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 14 (5), Art.-Nr. 180. <https://doi.org/10.3390/ijgi14050180>
- BURKHOLDER, E. F. (2004): Accuracy of Elevation Reduction Factor. In: *Journal of Surveying Engineering*, 130 (3), S. 134–137. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9453\(2004\)130:3\(134\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9453(2004)130:3(134))
- CLEMEN, C. & ROMANSCHKEK, E. (2025): 6326 Shades of Georeferencing BIM – Low Distortion Projections (LDP) for the German Railway. In: *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, XLVIII-4/W15-2025, S. 47–53. <https://doi.org/10.5194/isprs-archives-XLVIII-4-W15-2025-47-2025>
- DENNIS, M. L. (2016): Ground Truth: Low Distortion Map Projections for Engineering, Surveying, and GIS. In: LIVINGSTON, B. L., CATE, C., PRIDMORE, A., HEIDRICK, J. W. & GEISBUSH, J. (Hrsg.): *Pipelines 2016*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, S. 857–869. <https://doi.org/10.1061/9780784479957.085>
- ILIFFE, J. C., ARTHUR, J. V. & PRESTON, C. (2007): The Snake Projection: A Customised Grid for Rail Projects. In: *Survey Review*, 39 (304), S. 90–99. <https://doi.org/10.1179/003962607X165015>
- INTERNATIONAL ASSOCIATION OF OIL & GAS PRODUCERS (IOGP) (2019): *IOGP Report 373-07-2 – Coordinate Conversions and Transformations including Formulas*. London.

ISO (2019a): *ISO 19111:2019 – Geographic Information — Referencing by Coordinates*. Geneva: International Organization for Standardization.

ISO (2019b): *ISO 19162:2019 – Geographic Information — Well-known Text Representation of Coordinate Reference Systems*. Geneva: International Organization for Standardization.

JAUD, Š., CLEMEN, C., MUHIČ, S. & BORRMANN, A. (2022): Georeferencing in IFC: Meeting the Requirements of Infrastructure and Building Industries. In: *ISPRS Annals of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, X-4/W2-2022, S. 145–152. <https://doi.org/10.5194/isprs-annals-X-4-W2-2022-145-2022>

JAUD, Š., DONAUBAUER, A., HEUNECKE, O. & BORRMANN, A. (2020): Georeferencing in the Context of Building Information Modelling. In: *Automation in Construction*, 118, Art.-Nr. 103211. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2020.103211>

KALANTARI, M., CLEMEN, C. & JADIDI, M. (2024): *BIM and 3D GIS Integration for Digital Twins: An Introduction*. 1. Auflage. Boca Raton: CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781351200950>

KIMIA, B. B., FRANKEL, I. & POPESCU, A.-M. (2003): Euler Spiral for Shape Completion. In: *International Journal of Computer Vision*, 54 (1–3), S. 159–182. <https://doi.org/10.1023/A:1023713602895>

MÖSER, M. (2016): Handbuch Ingenieurgeodäsie. Band 3: *Ingenieurbau*. 2., neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Wichmann, Berlin/Offenbach.

NOTTBECK, A. (2016): Untersuchungen zu Auswirkungen von Geschwindigkeitserhöhungen auf Bahnstrecken im Bestand. Dissertation, Technische Universität München, München.

SANDNER, C. (2021): Charakterisierung von Einzelfehlern im Eisenbahnoberbau aus Messfahrten der Regelinspektion und dem Fahrwegmonitoring mit Regelzügen. Dissertation, Technische Universität München, München.

SCHUHR, P. (2007): *Übergangsbogen für Bahnen mit hohen Fahrgeschwindigkeiten*. Deutsche Geodätische Kommission bei der Bayerischen Akademie der Wissenschaften, Reihe B, Angewandte Geodäsie. München.

ZIMMERMANN, J., WUNSCH, S. & MÖSER, M. (Hrsg.) (2023): *Eisenbahnbau*. Handbuch Ingenieurgeodäsie. 3., neu bearbeitete Auflage. Wichmann, Berlin/Offenbach.

Sensorik und Auswertemethoden

Identification and interpretation of systematic influences caused by changing atmospheric conditions in multitemporal Permanent Laser Scanning

Daniel CZERWONKA-SCHRÖDER¹ (ORCID 0009-0008-0314-5674), Yihui YANG² (ORCID 0000-0002-0646-1073) & Christoph HOLST² (ORCID 0000-0002-7966-4322)

¹ Department of Geodesy, Bochum University of Applied Sciences,
daniel.czerwonka-schroeder@hs-bochum.de (corresponding author)

² Chair of Engineering Geodesy, TUM School of Engineering and Design,
Technical University of Munich

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-006](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-006), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

1 Introduction and Motivation

Permanent Laser Scanning (PLS) enables the near-continuous acquisition of three-dimensional scenes from a fixed or re-mountable sensor position and has become an established approach for the monitoring of time-dependent changes in engineering and natural environments (LINDENBERGH ET AL., 2025). In contrast to campaign-based terrestrial laser scanning (TLS), PLS produces dense four-dimensional datasets (3D + time), which provide new opportunities for analyzing complex temporal changes of object surfaces, while at the same time imposing fundamentally different requirements on data handling, processing, and interpretation (CZERWONKA-SCHRÖDER, 2023).

A process-oriented view in PLS is required for two main reasons. First, the permanent and high-frequency operation of PLS results in large volumes of point cloud data, which necessitate a structured and consistent measurement and processing concept. Second, the dense temporal sampling inherent to PLS makes systematic influences in the data explicitly visible. PLS is affected by systematic influences, such as atmospheric effects or the movement of the scanner platform, which have been documented in several studies (e.g. FRIEDLI ET AL., 2019; KUSCHNERUS ET AL., 2021; VOORDENDAG ET AL., 2022; SCHRÖDER ET AL., 2022; YANG ET AL., 2025). In campaign-based TLS applications, the same effects are also present, but they are often less apparent or implicitly reduced by selecting favorable measurement epochs, survey configurations or by campaign-wise geo-referencing.

Atmospheric effects and platform motion directly affect the captured point clouds, which serves as the primary data product for subsequent analysis. If such systematic influences are not adequately considered, misinterpretations of multitemporal PLS data are unavoidable. To consistently relate multitemporal epochs within a common reference frame and to account for effects acting approximately homogeneously on the scene, the estimation of interepochal transformation parameters, comprising translations and rotations, is required (KUSCHNERUS ET AL., 2021). A robust, purely data-driven approach for estimating these

transformation parameters and for the targetless registration of multitemporal point clouds has been presented by YANG AND HOLST (2025). This provides a reliable methodological basis for consistently aligning dense PLS data in a common reference frame and simultaneously delivering the optimal transformation parameter time series.

In this contribution, point cloud registration is not solely regarded as a corrective processing step, but as an integral component of the measurement concept in PLS. The transformation parameters estimated during registration are interpreted as observations rather than auxiliary results. Their temporal variability reflects the influence of system-related and environmental effects acting on the measurement setup. By analyzing these parameter time series, dominant systematic influences can be identified and separated. This perspective shifts the role of registration from a purely technical necessity towards a source of information on data quality and system behavior. The paper, therefore, focuses on the interpretation of registration-derived transformation parameters to better understand and assess high-frequency PLS time series.

2 Study Area and Data

The study site is the Trierer Augenscheiner, a rock slope located along the Mosel River at the northern periphery of Trier (Rhineland-Palatinate, Germany). The site is subject to gravitational mass movements and poses a direct hazard to adjacent transport infrastructure. The site represents a real-world scenario for continuous, near-real-time monitoring of unstable rock slopes using PLS. The test site was selected within the framework of the Almon5.0 research project (CZERWONKA-SCHRÖDER ET AL., 2025). On 26 January 2023, a rockfall with an estimated volume of approx. 135 m³ occurred, causing substantial damage to the vineyard below. The event highlights the necessity of 4D data to capture the temporal evolution of rockfall processes.

A permanent monitoring installation was operated from 13 December 2023 to 24 August 2025 as an experimental reference setup for assessing the capability of PLS. The installation was implemented on the opposite side of the river at the municipal swimming pool facilities, resulting in an average sensor-to-object distance of approximately 250–300 m. The core sensor of the system is a RIEGL VZ-2000i terrestrial laser scanner. The scanner operates in an automated mode and acquires one point cloud per hour with an angular resolution of 17 mgon, complemented by an additional scan every six hours with an angular resolution of 6 mgon.

For independent reference observations, a total station measures 22 prisms at an hourly interval. The prisms are detected also by the laser scanner; nevertheless, they are not used to improve the laser scanning data to be independent from those observations. Two inclination sensors monitor the stability of the pillar at a 15-second sampling interval. Environmental parameters are recorded by a weather station. All analyses presented in this study are performed in the scanner's own coordinate system (SOCS). The SOCS is defined as a right-handed coordinate system with the X-axis aligned with the scanner's main ranging direction, which is illustrated in Figure 1 (X-axis (green), Y-axis (red) and Z-axis (blue)). An overview of the study site and sensor configuration is shown in Figure 1. This study analyzes a subset of the PLS time series covering the period from 17 to 27 August 2024.

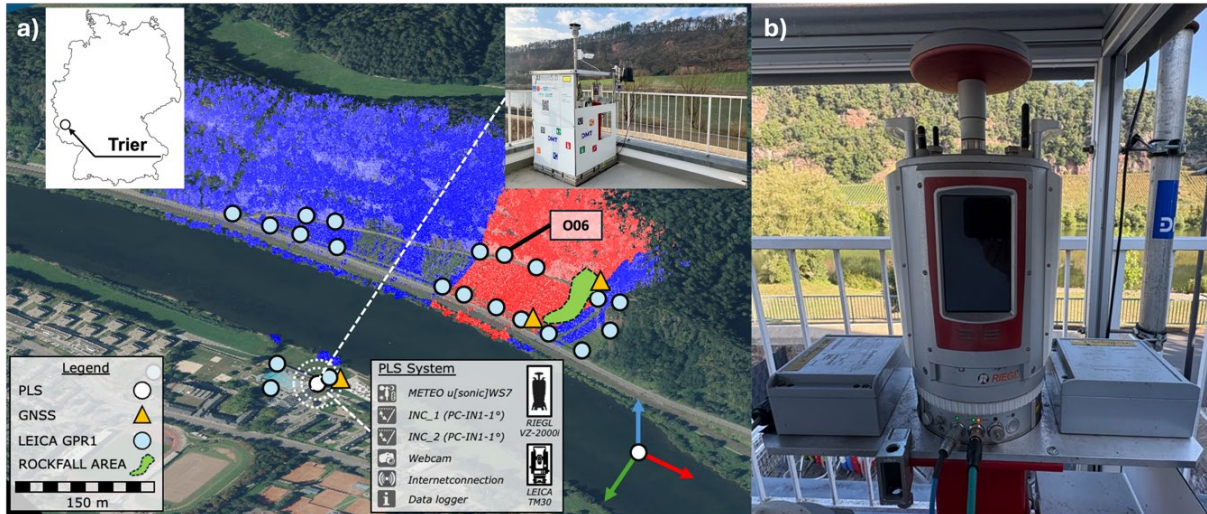


Fig. 1: Overview of the test site at the Trierer Augenscheiner and the monitoring installation. (a) Three-dimensional overview of the test site including the applied sensor technology (background map data: © GeoBasis-DE / LVermGeoRP 2025). (b) Mechanical coupling and inclination sensor installation between the laser scanner and the pillar at the Trier study site.

3 Methodology

This chapter describes the methodological components used to analyze multitemporal PLS data and to account for systematic influences affecting the resulting time series. The applied approach combines several complementary methods, each addressing a specific aspect of the measurement system or its environment, to enable a structured and reproducible investigation of influencing factors.

First, a target-free registration approach is applied to transform all epochs into a common coordinate frame, providing a consistent spatial reference for temporal analysis (Sec. 3.1). Independent geodetic reference observations based on a prism network are then introduced to enable external verification of scanner-based results (Sec. 3.2), complemented by scanner-based prism detection allowing comparative analyses using identical 3D points (Sec. 3.3). To capture orientation changes of the scanner and pillar independently of the point cloud data, inclination sensors are incorporated (Sec. 3.4). Finally, atmospheric effects are considered through external correction based on local meteorological observations to reduce systematic range distortions (Sec. 3.5).

Together, these methodological components form a coherent framework for isolating and analyzing different sources of systematic effects in high-frequency PLS time series.

3.1 Estimation of multitemporal transformation parameters

To register PLS point clouds into a unified frame, a reference epoch should be first selected, and the scans of all other epochs are aligned with the scan in this reference epoch. The typical strategy is to calculate the transformation parameters by using artificial targets (e.g., signaled planar boards and prisms) fixed at stable positions in the scanned areas. However, several

downsides of this target-based registration strategy are evident despite its superiorities of high reliability (YANG AND SCHWIEGER, 2023), such as the limited number and distribution of targets, the necessity to access the monitored areas, and the possible instability of targets' positions due to unexpected interferences. Therefore, registration methods without using artificial targets should be used to simplify data acquisition and reduce measurement costs. To tackle these challenges, an efficient target-free registration scheme for 4D point clouds, called Piecewise-ICP, is adopted (YANG AND HOLST, 2025). This method can accurately register 4D data from the PLS system based on automatically identified stable areas and is thus robust to unexpected changes and deformations during monitoring.

In Piecewise-ICP, point cloud time series are input and organized according to their time information. The 4D data registration is then decomposed into multiple pairwise registrations, where the pair sequence is determined by assessing the approximate overlap ratio for each potential pairing. Assuming minimal movement of the PLS platform during the monitoring period, all scans are regarded as coarsely aligned. Thereby, a fine registration is directly performed for each pair of point clouds using an efficient and robust method based on a patch-based segmentation strategy, yielding transformation parameters including three rotation angles and three translation components for each pairwise registration. By defining a reference epoch (e.g., the first epoch) and applying the pair sequence information, the final transformation of each point cloud to the reference scan can be computed. Further methodological details can be found in YANG AND HOLST (2025).

3.2 Geodetic reference observations using prisms

The total station measurements are employed to establish an independent geodetic reference frame for the methodological evaluation of PLS-derived quantities. The suitability of this reference frame depends on the temporal stability of the observed prism network and is therefore subject to a formal deformation analysis.

A detailed deformation and stability analysis of the total station prism network (LEICA GPR1 points in Fig. 1) at the Trierer Augenscheiner is presented by SCHULTE ET AL. (2025). The analysis is based on a least-squares adjustment of the original observations and applies established congruence and hypothesis testing procedures to identify stable reference points and potential object point displacements. Reference points that do not satisfy the statistical stability criteria are iteratively excluded from the datum definition, resulting in a consistent and statistically validated reference frame.

For the observation period relevant to this study, the results reported by SCHULTE ET AL. (2025) demonstrate that the prisms remain stable within the sensitivity limits of the applied deformation analysis. On this basis, the total station-derived coordinate time series constitute a methodically verified external reference for the subsequent interpretation of PLS-based analyses.

3.3 Scanner-based prism detection

The detection of corner cube prisms within the laser scanning data is a manufacturer-specific functionality. This capability is based on a dedicated measurement and processing concept that

allows reflective prisms to be identified within a scan and subsequently re-measured using adapted scanner settings. The methodological implementation is described in detail by CZERWONKA-SCHRÖDER (2023). The achievable accuracy of scanner-based prism detection was evaluated in a test field with prism distances of approximately 900–1,200 m. The longitudinal component shows an accuracy of 1.3 mm, while the transversal components exhibit an accuracy of 18.0 mm. The resulting prism coordinates are provided as separate coordinate lists in the SOCS and can be directly used for subsequent analyses and visualizations.

3.4 Inclination sensors and mechanical coupling

Inclination sensors are used to record the relative orientation of the laser scanner in all spatial axes during multitemporal data acquisition. Two inclination sensors (Position Control) are mounted at the interface between the PLS and the supporting pillar. The sensors are integrated using a mechanically rigid coupling element designed based on CAD models of the scanner geometry. One sensor is aligned parallel to the X-axis and the second sensor parallel to the Y-axis of the SOCS, allowing rotations about both horizontal axes to be recorded. The sensor mounting and mechanical integration at the Trier study site are shown in Figure 1(b).

The inclination measurements represent relative orientation changes between successive epochs. For the subsequent analysis, the inclination values are incorporated by combining them with the scan data using a rotation matrix, accounting for rotations about the X- and Y-axes of the SOCS. A detailed description of the sensor configuration, mechanical coupling, alignment, and data handling is provided in CZERWONKA-SCHRÖDER (2023).

3.5 Atmospheric data and distance correction

Atmospheric conditions influence the propagation velocity of electromagnetic waves and therefore affect range measurements in laser scanning systems. Variations in air density caused by changes in temperature, pressure, and humidity lead to systematic deviations of measured distances (BRUNNER, 1984). The resulting influence primarily manifests as a scale effect. Effects related to beam deflection are not explicitly considered in this study. In PLS, these effects are expressed as structured temporal patterns in multitemporal point cloud series and can exceed the expected measurement accuracy (CZERWONKA-SCHRÖDER, 2023).

Local atmospheric conditions are recorded by a weather station installed at the scanner site and are used to characterize the atmospheric state for each scan epoch. Based on these measurements, atmospheric effects are accounted for by applying a scale correction derived from the refractive properties of air, following the IAG-recommended formulation (ESCHELBACH, 2009; JOECKEL ET AL., 2008).

The internal atmospheric scale correction of the RIEGL laser scanner is disabled, as the integrated sensor does not represent the atmospheric conditions along the laser beam path. Instead, an external refraction-related scale correction based on meteorological parameters recorded by a weather station installed at the scanner site is applied prior to multitemporal registration to ensure consistent correction of range measurements.

4 Results and Analysis

We analyze the prism observations of the PLS without registration first (Sec. 4.1), before estimating multitemporal transformation parameters based on this data (Sec. 4.2), afterwards applying them to the PLS data (Sec. 4.3). To evaluate those results, we focus on atmospheric refraction effects (Sec. 4.4), the influence of platform inclination (Sec. 4.5) and estimated transitional parameters (Sec. 4.6).

4.1 Prism observations without registration

Figure 2 shows the scanner-based coordinate time series of prism O06 for the analysis period. A data gap is present in the time series between 22 August 2024 at 06:00 and 24 August 2024 at 09:00, caused by a temporary software-related issue affecting only the prism detection. The acquisition of the laser scanning data itself was not interrupted. The prism was selected as a representative example, as comparable temporal patterns are observed consistently for multiple prisms. The total station observations confirm stability during the selected period.

In contrast, the prism coordinates derived from PLS exhibit temporal variations. Despite the scanner being installed on a fixed pillar, the time series does not reflect the stability indicated by the total station. The most pronounced variations occur in the Z-component, where periodic deviations with amplitudes of up to approx. 12 cm are observed. Additional periodic variations with amplitudes of approx. 2–3 cm are present in the Y-component, oriented transverse to the line of sight towards the rock slope. Variations in the X-component remain confined to the millimeter range.

The occurrence of these patterns across multiple prisms indicates that the observed effects are not caused by a prism motion itself. Instead, the unregistered prism observations reveal systematic influences affecting the PLS data, originating either from the scanner setup itself or from effects acting along the laser beam propagation path. These results demonstrate that unregistered PLS data are affected by systematic effects and that a registration-based alignment is required, which is applied in the subsequent analysis.

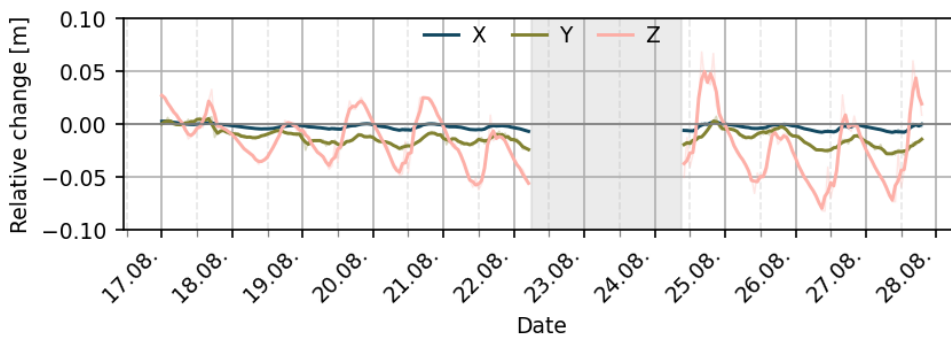


Fig. 2: Scanner-based prism coordinate time series of prism O06 (X, Y, Z) prior to registration for the analysis period from 17 to 27 August 2024.

4.2 Multitemporal transformation parameters

After performing distance correction on the PLS data based on meteorological parameters, 4D point clouds captured during the selected period are all registered to the scan in the reference epoch (August 17th, 00:00) using Piecewise-ICP. Figure 3 shows the identified stable patches utilized for estimating the transformation parameters of one epoch. Most of the stable areas (as highlighted in blue) are located on the surface of nearly vertical rocky cliffs and the vineyard below. These patches ensure that registration remains unaffected by deformed or low-quality areas (such as vegetation regions containing substantial noise). The diversity in patch orientations also enhances the alignment accuracy of the point cloud in all directions.

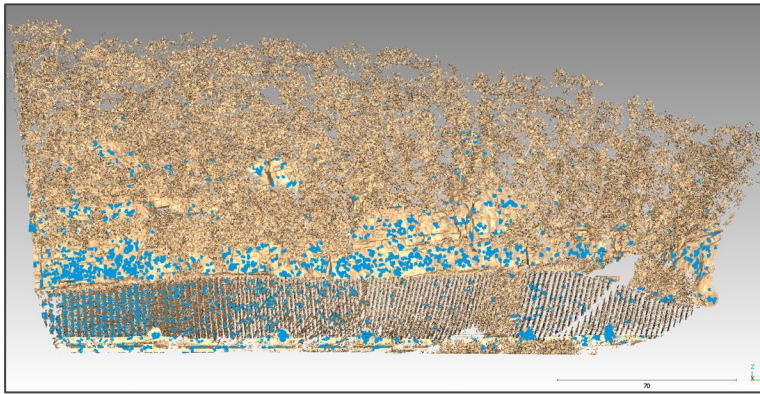


Fig. 3: Identified stable patches by Piecewise-ICP used for registration (blue) in the scanned areas of one monitoring epoch.

The time series of estimated transformation parameters are presented in Figure 4, which exhibits significant variations during the selected period. Specifically, the rotation angles along the Y-axis exhibit a strong diurnal periodicity, varying up to 30 mgon, while the rotation angles around the X- and Z-axes show significantly smaller fluctuations, ranging within ± 10 mgon.

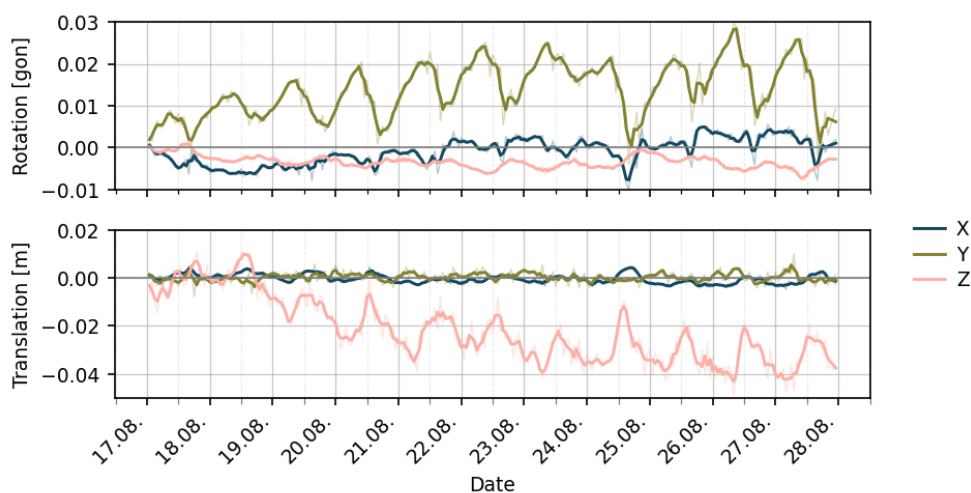


Fig. 4: Time series of estimated transformation parameters for the analysis period.

For the translation, variations in both the X and Y axes are on the order of millimeters and exhibit pronounced randomness. Conversely, the Z-axis translation has undergone significant changes since August 19th, displaying a noticeable periodicity. In particular, Z-axis translation fluctuated within approximately ± 1 cm during the first two days. Starting from the third day, it exhibits an overall downward trend, decreasing by 2–3 cm. Furthermore, from the second day onward, the daily variation also increases, with an average amplitude up to 3 cm. Consequently, the maximum Z-axis translation change relative to the reference epoch reached 4–5 cm. A detailed analysis of these phenomena will be provided in Section 4.6.

4.3 Evaluation of the registration by prisms

Figure 5 shows the scanner-based coordinate time series of prism O06 after applying registration-derived transformation parameters. Compared to the unregistered results presented in Section 4.1, the prism coordinates derived from the registered PLS data exhibit a substantially improved temporal behavior.

The most significant change is observed in the Z-component, where the pronounced periodic signal identified prior to registration is effectively minimized and no longer visible. Residual variations remain present, but their magnitude corresponds to the expected accuracy of scanner-based prism detection. Occasional increased amplitudes can still be observed, indicating short-term effects that are neither spatially homogeneous nor temporally persistent and therefore cannot be described by the estimated transformation parameters. The X- and Y-components are also effectively stabilized by registration. While the X-component shows only minor residual variations, the Y-component exhibits slightly increased noise, which can be attributed to the characteristics of the prism detection technique and the measurement geometry. After registration, the scanner-based prism time series are consistent with the confirmed stability by the total station observations, indicating its effective compensation of dominant systematic effects.

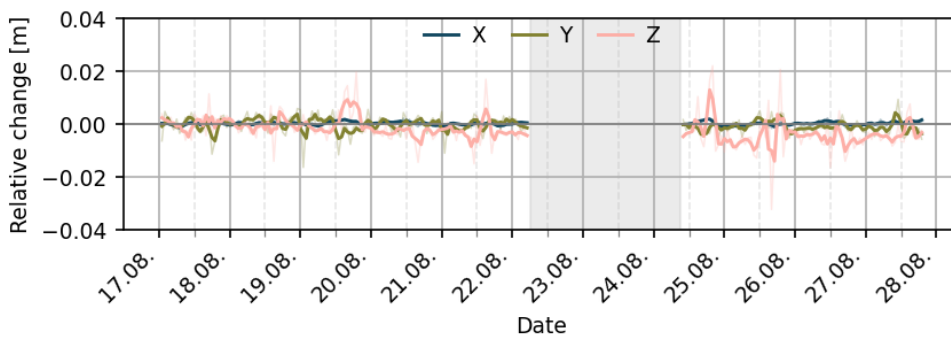


Fig. 5: Scanner-based prism coordinate time series of prism O06 (X, Y, Z) after registration for the analysis period from 17 to 27 August 2024.

4.4 Atmospheric scale effects

Following registration, the transformation parameters are analyzed to identify systematic influencing factors. This section focuses on the effect of distance correction by comparing results with and without external atmospheric correction.

The laser scanner is calibrated for standard laboratory conditions (12 °C, 1000 mbar, 60 % relative humidity). As the internal atmospheric correction was disabled, deviations from these conditions introduce systematic effects that primarily manifest as a scale change of distance measurements.

Figure 6 compares the transformation parameters obtained with and without applying an external atmospheric correction. While the rotation parameters and the translations in Y and Z show only minor and largely random differences, the translation component along the X-axis exhibits higher magnitudes and a pronounced periodic trend. This behavior reflects the acquisition geometry, as the scanner's ranging direction is predominantly aligned with the X-axis and the measured distances of most points are similar in the rockfall areas. Thereby, scale-related effects due to atmospheric effects are primarily absorbed by the X-translation.

The observed differences, amounting to several millimeters in the X-direction, can be attributed to changes in the propagation velocity of the laser signal caused by varying atmospheric conditions. However, compared to the magnitude and temporal structure of the variability observed in Section 4.2, the refraction-related effects are of subordinate importance and do not represent the dominant source of the observed temporal patterns.

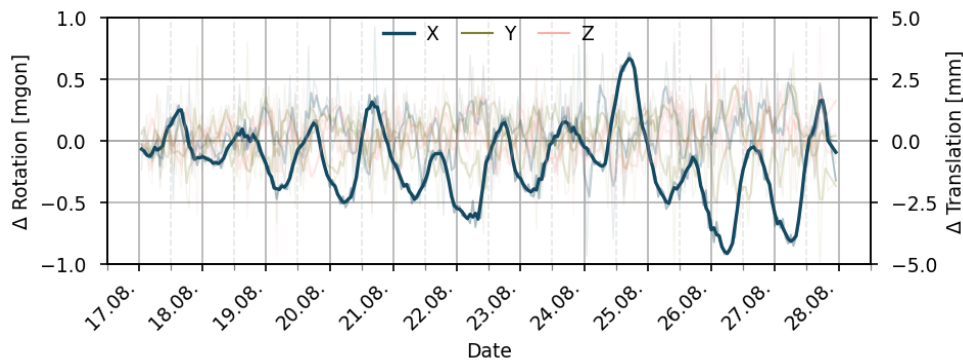


Fig. 6: Difference of estimated transformation parameters before and after atmospheric correction. Rotations (X, Y, Z) and translations in Y and Z show no significant differences and are displayed transparently. A systematic effect is only observed for the X-translation (blue).

4.5 Influence of platform inclination

The pronounced variations in rotation angles along the X and Y axes in Figure 4 indicate that the deviations in PLS data are probably related to the tilt of the scanner platform. To investigate the contribution of the pillar's inclination to estimated transformation parameters, raw PLS data are firstly corrected by the filtered measurements from two inclination sensors as depicted in Section 3.4. The corrected 4D point clouds are then registered to the reference scan by Piecewise-ICP, deriving different transformation parameters as shown in Figure 7.

Overall, the translation values show negligible differences compared to the results without inclination correction, whereas the re-estimated rotation angles exhibit significant changes—particularly the greatly reduced Y-axis rotation angle (compared to Figure 4). This indicates that the tilt of the supporting pillar is the main cause of variations in the horizontal rotation angles estimated by point cloud registration. However, this does not imply that the pillar's tilt

can be fully captured by the registration parameters, as noticeable diurnal angular variations can still be observed from the re-estimated rotation angles in Figure 7. Specifically, the rotation along the X-axis exhibits greater variation after inclination-based correction. This may be attributed to the inclination data in this direction over-compensating for the pillar's tilt, which is ultimately corrected through registration. Meanwhile, the residual Y-axis rotation may arise from three sources: 1) under-compensation of inclination data; 2) systematic laser beam deflection caused by atmospheric refraction; 3) partial absorption of the Y-axis rotation angle by the Z-axis translation parameter. Alternatively, it could result from the combined effects. The role and contribution of these factors require further investigation.

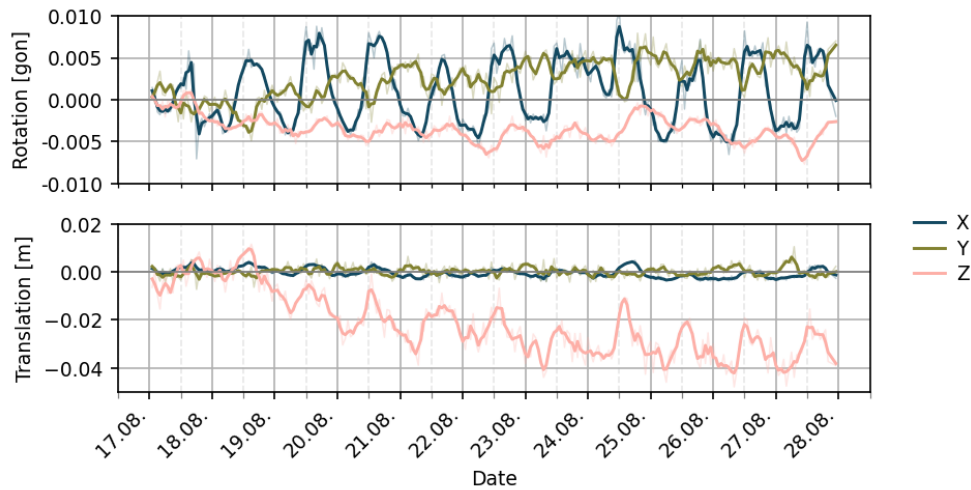


Fig. 7: Time series of estimated transformation parameters after inclination correction for the analysis period.

4.6 Analysis of estimated Z-translations

As observed in both Figure 4 and Figure 7, significant Z-translations in the transformation parameters show variations up to 4 cm with a strong daily periodicity, though the estimated translations along the X and Y axes are minimal and random. The first possible explanations are the height changes of the monitoring platform or the bending effect of atmospheric refraction on the laser beams. However, based on the analysis of total station measurements, both of these effects are very minor, with variations of at most a few millimeters.

To further analyze the impact of different error sources, Figure 8 shows the scanner-based coordinate time series of prism O06 after applying the inclination-based correction. While the residual X-component shows minimal variations owing to the atmospheric distance correction, the Y- and Z-components still exhibit noticeable changes. The observed periodicity in Y-component can be explained by the diurnal rotational behavior of the pillar around the Z-axis. This Z-rotation cannot be captured by the inclination sensors and consequently remains after applying the inclination correction. However, this can be effectively compensated through the adopted registration approach, which explicitly estimates Z-rotations (cf. Figure 4). Although the remaining Z-components (within 2 cm) after inclination correction are slightly larger than those after applying registration (cf. Figure 5), they are significantly reduced by 2–6 cm

compared to those without registration or inclination correction (cf. Figure 2). This indicates that the dominant error source causing vertical shifts in PLS data is the tilt of the pillar. The residual Z-components may result from incomplete tilt correction and/or atmospheric refraction. Further causes will be investigated in future work.

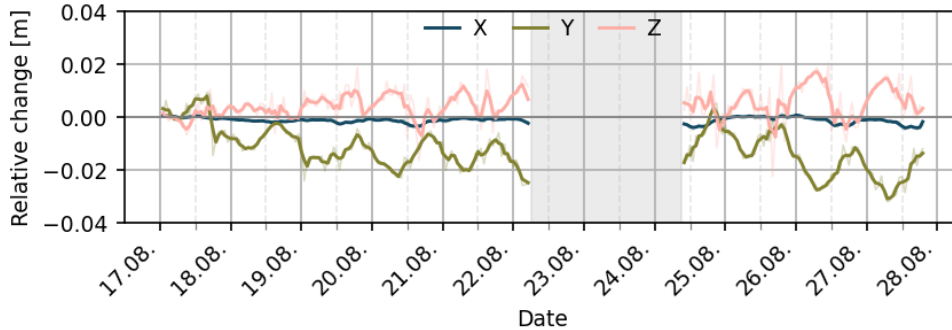


Fig. 8: Scanner-based prism coordinate time series of prism O06 (X, Y, Z) corrected by inclination sensors for the analysis period from 17 to 27 August 2024.

Upon observing the strong correlation between the Z-translation and Y-rotation in the estimated registration parameters (see Figure 4 and Figure 7) and considering that the primary error source originates from the rotational behaviors of the pillar, we attribute the significant Z-translation primarily to the residuals of estimated rotation angles. To verify this assumption, we calculate the vertical translations derived from the measured distance (approx. 320 m) and the differences in Y-axis rotations measured by the inclinometer (blue) and those estimated by registration (green), as demonstrated in Figure 9.

The Z-translations obtained from these two methods are nearly identical, indicating that the Z-translations estimated based on registration are mainly used to compensate for an incomplete estimate of Y-axis rotations to achieve optimal point cloud alignment. Other error sources like atmospheric refraction or instrument-related instability may play a minor role in the estimation of Z-translations.

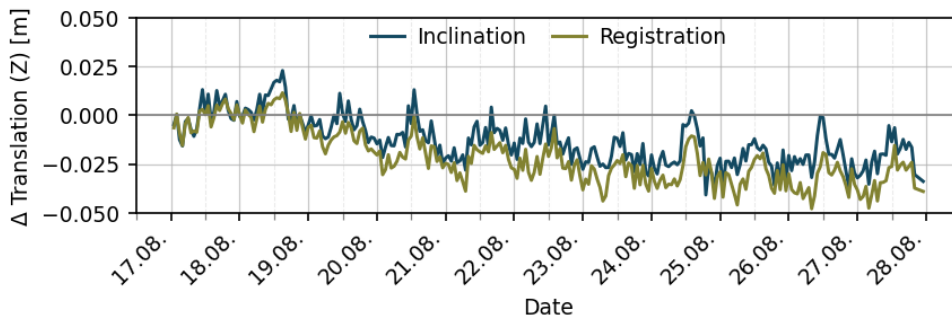


Fig. 9: Difference between the Z-translations from estimated parameters by registration and from the offsets between inclination angles and Y-rotation estimated by registration.

5 Conclusion and Outlook

This contribution demonstrates how point cloud registration parameters and multi-sensor data can be utilized to comprehensively analyze systematic errors in PLS point cloud, taking the PLS data from the Trierer Augenscheiner as an example. The results further confirm that the Piecewise-ICP provides a reliable and precise method for the registration of multitemporal PLS point clouds and can be effectively integrated into continuous monitoring workflows.

First, the Piecewise-ICP algorithm is applied to accurately register the 4D PLS point cloud after distance correction and to derive time series of transformation parameters. These parameters are not only used for data correction, but also serve as an integral part of the PLS measurement concept. They reveal pronounced systematic errors in the point clouds with a clear diurnal periodicity. By identifying stable prism center coordinates, the registration method is validated and shown to significantly reduce systematic errors in the PLS data. A comparison with inclination-based corrections indicates that the dominant systematic errors originate from platform tilts. Both registration-based and inclination-based corrections effectively mitigate pillar's rotation-induced systematic errors. However, torsion around the vertical axis remains uncompensated by limited inclination data, whereas registration can successfully extract pillar's rotation around this direction and further reduce the residual errors. In addition, a mutual compensation effect between rotation angles and translation components is observed in the registration parameters. This indicates that, in certain cases, the estimated transformation parameters may not fully represent the true physical quantities causing point cloud rotation or translation. Nevertheless, the registration-based approach can account for multiple error sources and effectively reduce resulting deviations.

Overall, the analytical methods and result interpretations presented in this study provide valuable insights for understanding and analyzing the composition of PLS systematic error sources and their respective contributions. At the same time, the presented interpretations should be understood as site- and setup-specific. While this study identifies relevant influencing factors and illustrates their impact on PLS data, systematic effects must always be evaluated individually with respect to the specific measurement configuration and environmental conditions. As the mathematical registration model is not directly coupled to the underlying physical processes, different monitoring sites may exhibit different dominant effects and parameter interactions.

Future work will focus on analyzing data from extended time periods and on developing quantitative models to describe atmospheric refraction effects on laser beam bending.

References

- BRUNNER, F. K. (1984). Overview of Geodetic Refraction Studies. In F. K. Brunner (Ed.), *Geodetic Refraction - Effects of Electromagnetic Wave Propagation Through the Atmosphere* (p. 1–6). Springer.
- CZERWONKA-SCHRÖDER, D. (2023). Konzeption einer qualitätsgesicherten Implementierung eines Echtzeitassistentensystems basierend auf einem terrestrischen Long Range Laserscanner, Reihe C

- (913), Deutsche Geodätische Kommission bei der Bayerischen Akademie der Wissenschaften. Phd thesis.
- CZERWONKA-SCHRÖDER, D., SCHULTE, F., ALBERT, J., HÖFLE, B., HOLST, C., & ZIMMERMANN, K. (2025). AImon5.0 – Real-time monitoring of gravitational mass movements and critical infrastructure risk management with AI-assisted 3D metrology. In Proc. of the 6th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), Karlsruhe.
- ESCHELBACH, C. (2009). Refraktionskorrekturbestimmung durch Modellierung des Impuls- und Wärmeflusses in der Rauigkeitsschicht, Schriftenreihe des Studiengangs Geodäsie und Geoinformatik (2009,1), University of Karlsruhe (TH). Phd thesis.
- FRIEDLI, E., PRESL, R., & WIESER, A. (2019). Influence of atmospheric refraction on terrestrial laser scanning at long range. In Proc. of the 4th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), Athens.
- KUSCHNERUS, M., SCHRÖDER, D., AND LINDENBERGH, R. (2021). Environmental influences on the stability of a permanently installed laser scanner. International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, 43(B2-2021).
- LINDENBERGH, R., ANDERS, K., CAMPOS, M., CZERWONKA-SCHRÖDER, D., HÖFLE, B., KUSCHNERUS, M., PUTTONEN, E., PRINZ, R., RUTZINGER, M., VOORDENDAG, A., & VOS, S. (2025). Permanent terrestrial laser scanning for near-continuous environmental observations: Systems, methods, challenges and applications. ISPRS Open Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 17, 100094.
- JOECKEL, R., STÖBER, M., & HUEP, W. (2008). Elektronische Entfernungs- und Richtungsmessung und ihre Integration in aktuelle Positionierungsverfahren. Wichmann.
- SCHRÖDER, D., ANDERS, K., WINIWARTER, L. & WUJANZ, D. (2022). Permanent terrestrial LiDAR monitoring in mining, natural hazard prevention and infrastructure protection – Chances, risks, and challenges: A case study of a rockfall in Tyrol, Austria. In Proc. of the 5th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), Valencia.
- SCHULTE, F., SCHNEIDER, L., LÖSLER, M., PRINTZ, S. & CZERWONKA-SCHRÖDER, D. (2025). Automatic geodetic monitoring with total stations based on the open source software library JAG3D - Case study of a rockfall in Trier/Germany. In Proc. of the 6th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), Karlsruhe.
- VOORDENDAG, A. B., GÖGER, B., KLUG, C., PRINZ, R., RUTZINGER, M., & KASER, G. (2022). The stability of a permanent terrestrial laser scanning system - a case study with hourly scans. The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, XLIII-B2-2022:1093–1099.
- YANG, Y., CZERWONKA-SCHRÖDER, D., SEUFERT, P., & HOLST, C. (2025). Using point cloud registration to mitigate systematic errors in permanent laser scanning-based landslide monitoring. In Proc. of the 6th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), Karlsruhe.
- YANG, Y., AND HOLST, C. (2025). Piecewise-ICP: Efficient and robust registration for 4D point clouds in permanent laser scanning. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 227, 481–500.
- YANG, Y., AND SCHWIEGER, V. (2023). Supervoxel-based targetless registration and identification of stable areas for deformed point clouds. Journal of Applied Geodesy, 17(2), 161–170.

Towards extended material probing using TLS and partial bidirectional reflectance distribution functions

Helena Laasch¹ ([ORCID](#)), Tomislav Medic¹ ([ORCID](#)) & Andreas Wieser¹ ([ORCID](#))

¹ Institute of Geodesy and Photogrammetry, ETH Zürich, 8093 Zürich, Switzerland – (laaschh, tmedic, wiesera)@ethz.ch

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-007](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-007), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

Abstract

Terrestrial laser scanning (TLS) intensity values can provide meaningful information about scanned surfaces. Most reported TLS-based material probing attempts rely on deriving a reflectance constant per individual object surface, assuming that this reflectance primarily depends on the surface material properties. However, surface reflectance cannot be fully represented by a scalar value. Each surface exhibits complex reflectance patterns that can be represented by a characteristic bidirectional reflectance distribution function (BRDF), which encodes further material properties, surface roughness, and microstructure. While TLS data do not allow retrieval of the full BRDF, they do permit derivation of a special case thereof, corresponding to the configuration where illumination and observation directions coincide. We refer to this as the material-dependent angle-of-incidence compensation function (AOICOF).

We demonstrate that estimating the AOICOF from point clouds enables material identification. We achieve this by compensating the intensities for range dependence, segmenting the point clouds of a scene into surface patches, jointly processing patches with common material properties, and estimating AOICOF for each such group of surface patches. The AOICOFs estimated from the scans of the scene are then compared to a catalogue of reference functions obtained from laboratory measurements of various materials. We evaluate the agreement between in-situ and laboratory data by comparing their AOICOF and representative reflectance constants. Results demonstrate that obtained AOICOFs align closely with laboratory references, effectively allowing the distinction of material classes. While the shape of the AOICOF serves as a filter for narrowing down potential materials, we find that combining it with a representative reflectance constant helps distinguish between materials with similar AOI-dependent reflectance response. With these results, we demonstrate that reusing radiometric compensation functions enables extended material probing, providing a more comprehensive characterization of surfaces than a reflectance constant alone.

1 Introduction

Terrestrial laser scanning (TLS) is widely used in geodesy, surveying, and engineering applications to acquire dense and accurate 3D representations of real-world scenes. In addition to geometric information, TLS instruments record the intensity of the backscattered laser signal, which primarily depends on the scanner, the measurement configuration and the physical

properties of the illuminated surface. As a result, TLS intensity has attracted interest as a source of information for surface characterization, segmentation, and material-related analyses, such as moisture content estimation (Jin et al., 2021; Laasch et al., 2023) or roughness quantification (Lang, 2009).

To make TLS intensities independent of measurement configurations, numerous studies have focused on the radiometric compensation of distance and angle of incidence (AOI) effects (e.g., Kashani et al., 2015; Kaasalainen et al., 2011; Tan and Cheng, 2016; Jin et al., 2020; Laasch et al., 2025). In these approaches, the AOI dependence of the backscattered signal is explicitly modeled and compensated for, to subsequently retrieve a scalar that corresponds to the material-dependent reflectance at a predefined reference geometry – typically a fixed AOI (often perpendicular incidence). After this compensation, each point is assigned a single reflectance constant, which is then used for further processing or interpretation. This constant characterizes the material specifically at the scanner's operating wavelength. For ideal Lambertian surfaces, this single scalar is indeed sufficient to fully describe the reflectance behavior.

While this strategy has proved effective for improving radiometric consistency and enabling comparisons between scans taken at different locations, it implies that for non-Lambertian surfaces the AOI-dependent reflectance response itself is largely discarded once compensation is applied. From a physical perspective, however, AOI-dependent reflectance response is not merely a measurement artifact but reflects intrinsic surface properties. In optical remote sensing, AOI-dependent reflectance responses are commonly described by bidirectional reflectance distribution functions (BRDFs) that capture how reflectance varies with illumination and observation geometry. The BRDF is known to encode information about material composition, surface roughness, and microstructure (Cook and Torrance, 1982), and therefore, if such information can be retrieved, it can be used for extended material probing.

In TLS, the illumination and observation directions coincide due to the scanner's monostatic configuration. Consequently, the full BRDF cannot be observed. Instead, measurements are constrained to the backscattering direction, where the observation vector aligns with the illumination vector. By varying the incidence angle across the scene, TLS effectively samples a partial BRDF – specifically the intensity in the backscattering direction as a function of the AOI. This response is known to be strongly influenced by the surface material as well (Cook et al., 1982).

This material- and AOI-dependent reflectance response has been demonstrated in numerous studies. Laboratory experiments have shown that different materials exhibit distinct and reproducible AOI-dependent reflectance responses under controlled conditions (e.g., Kaasalainen et al., 2018). Similar AOI dependencies have also been observed in application-driven TLS studies, where AOI effects were estimated directly from field-acquired point clouds (in-situ) as part of radiometric compensation workflows (e.g., Li et al., 2023; Laasch et al., 2025). These studies consistently show that the AOI-dependent reflectance response reflects intrinsic surface characteristics.

In this paper, we build on these findings and investigate how material- and AOI-dependent reflectance responses can be exploited beyond radiometric compensation. Rather than treating the AOI effect solely as a systematic error to be removed, we investigate whether the material-

dependent AOI compensation functions derived during radiometric calibration can serve as informative descriptors for material identification. We interpret these functions as a partial BRDF corresponding to the backscattering configuration inherent to TLS and refer to them as AOI compensation functions (AOICOFs). Importantly, this interpretation does not replace established radiometric compensation workflows but extends them by reusing the estimated AOICOFs as material signatures.

This motivates the central question addressed in this paper: Given the challenges of in-situ data, is it feasible to use AOICOFs estimated from in-situ TLS point clouds for material identification? To answer this question, we estimate AOICOFs from real-world TLS scenes by first compensating intensities for range dependence, segmenting the point cloud into surface patches with similar material properties, and estimating the AOICOFs for each of those patches. We denote these field-estimated functions as in-situ AOICOFs. They are then compared to a catalogue of laboratory-derived reference AOICOFs for different materials. Similarity between functions is quantified, enabling a direct assessment of whether material-specific AOI-dependent reflectance responses can be recognized in the in-situ acquired TLS data and used for the enhanced material identification.

The remainder of this paper is structured as follows. Section 2 details the methods, including the description of the TLS datasets, the framework for estimating AOICOFs from point clouds, and the acquisition of independent laboratory reference measurements. It also defines the metrics used to evaluate both the AOICOF similarity and the reflectance constant similarity. Section 3 presents the results of the comparison between in-situ and laboratory data, analyzing the similarity of AOICOFs and of reflectance constants separately, and discusses the implications for material identification. Finally, Section 4 concludes the study and provides an outlook on the potential of AOICOFs for material identification.

2. Methods

2.1 In-situ acquired TLS dataset

This study uses the TLS datasets previously introduced in Laasch et al. (2025). The datasets were acquired using a Z+F Imager 5016 operating at a wavelength of 1550 nm. Prior to each acquisition, the scanner was warmed up for approximately one hour to reduce temperature-related intensity drift effects (Laasch et al., 2023). All data were collected in outdoor urban environments under stable meteorological and illumination conditions.

Two scenes were scanned (see Figure 1). Dataset 1 represents a contemporary urban environment comprising primarily plaster and wooden facades, complemented by vegetation, pavements, vehicles, and other urban elements. Dataset 2 corresponds to a historical urban setting dominated by a sandstone cathedral and surrounding streets, as well as vegetation and urban objects. Both scenes were acquired from a dense network of scan stations with an average inter-station spacing of approximately 5 m, resulting in a high degree of scan overlap. This dense acquisition geometry ensures that most surfaces were observed from multiple viewpoints and under a wide range of distances and AOIs. The datasets comprise approximately 30 scan stations per scene; detailed scan statistics are reported in Laasch et al. (2025).

For the present analysis, the datasets were manually segmented into homogeneous surface regions corresponding to individual materials. In Dataset 1, regions belonging to plaster and wooden facades were segmented. In Dataset 2, sandstone facades were segmented. Although these regions can be spatially disjoint, we group all points belonging to the same material into a single dataset for processing. In the remainder of this paper, we refer to this aggregated point set as a material segment.

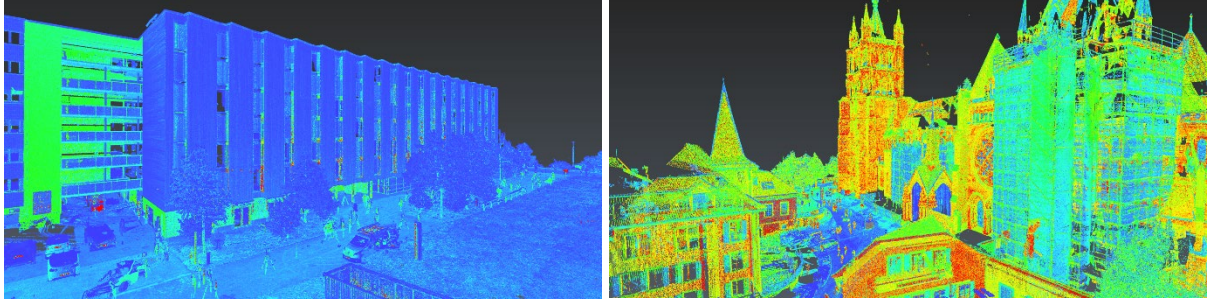


Fig. 1: Point clouds of the acquired datasets colored by raw intensity. Left: Dataset 1; Right: Dataset 2.

2.2 AOICOF estimation from in-situ point clouds

The estimation of AOICOFs follows an in-situ radiometric calibration framework, as described in Laasch et al. (2025). The key principle is to exploit the redundancy provided by overlapping TLS observations to estimate radiometric compensation functions directly from the acquired point clouds, without requiring dedicated laboratory measurements. The radiometric calibration is decomposed into a scanner-specific distance compensation function and a material-dependent AOICOF. The distance compensation function is assumed to be independent of material properties and is therefore estimated globally using the entire dataset. In contrast, the AOICOF is inherently material-dependent, as different surfaces exhibit distinct angular scattering behaviors. Consequently, AOICOFs are estimated separately, but simultaneously, for each material segment extracted from the point clouds (see Section 2.1).

Following the notation of Laasch et al. (2025), the raw recorded intensity values I_r are modeled as a product of a scanner constant κ_s , a material- and AOI-dependent term $f_{\varphi_0}^{mat}(\varphi)$, i.e., the AOICOF, a scanner- and distance-dependent term $g_{R_0}^s(R)$, and a material reflectance constant $\rho_{\varphi_0}^{mat}$:

$$I_r = \kappa_s \cdot f_{\varphi_0}^{mat}(\varphi) \cdot g_{R_0}^s(R) \cdot \rho_{\varphi_0}^{mat}, \quad (1)$$

where φ is the AOI, R is the distance, and φ_0 and R_0 are chosen reference AOI and distance. Due to the coupling between distance and AOI effects within the raw intensity data, Laasch et al. (2025) employed an iterative estimation scheme for radiometric calibration. It alternates between estimating the global range dependence $g_{R_0}^s(R)$ and all material-dependent, local, AOICOFs $f_{\varphi_0}^{mat}(\varphi)$ until convergence is reached. The AOICOF is normalized such that $f_{\varphi_0}^{mat}(\varphi_0) = 1$. In this work, we selected $\varphi_0 = 45^\circ$, mitigating the influence of specular reflection and macroscopic surface roughness effects, which primarily affect reflectance at very low and very high AOIs, respectively.

To allow sufficient flexibility in modeling a wide range of angular reflectance behaviors, we employed smoothing splines to represent the AOICOFs $f_{\varphi_0}^{mat}(\varphi)$. This non-parametric approach avoids imposing a restrictive parametric form and enables the AOICOF to adapt to both diffuse and more complex angular scattering characteristics observed in real-world materials. As a result, a separate AOICOF is obtained for each manually predefined material segment, capturing its characteristic AOI-dependent reflectance response. By decoupling the range dependence and the AOI effects from the raw intensity, the method explicitly recovers the material reflectance constant scaled by the scanner constant (i.e., $\kappa_s \cdot \rho_{\varphi_0}^{mat}$).

2.3 Laboratory reference AOICOFs

To obtain a catalogue of independent reference AOICOFs, we conducted laboratory-based AOI experiments under controlled conditions with the same laser scanner (Z+F Imager 5016). We measured a total of five material types: sandstone, concrete, wood, plaster, and Spectralon. This selection comprises three materials that were also segmented within Datasets 1 and 2 to allow for direct comparison, and two non-matching materials that serve as controls. For each material, two distinct samples (small rectangular panels) were measured to capture intra-material variability. For the Spectralon, two panels with nominal reflectance values of 5% and 80% were used. All laboratory samples were externally sourced; they were chosen to be representative of the material types in the in-situ scenes (see Section 2.1), but were not physically extracted from the site.

Measurements were performed by systematically varying the AOI between the laser beam (line of sight) and the target surface ($\pm 85^\circ$ in 1° steps) and recording raw intensities while keeping other acquisition parameters constant. To ensure that the derived functions were independent of distance effects, measurements were repeated at three different distances (12m, 20m, and 30m). For each sample, the recorded intensities captured at all three distances were first compensated for the known distance effect, combined, fitted with smoothing splines, and normalized so that $f_{\varphi_0}^{mat}(\varphi_0) = 1$ at $\varphi_0 = 45^\circ$. This resulted in a separate laboratory reference AOICOF for each sample (5 materials \times 2 samples). To establish a representative reference for each material type, these sample-specific functions were subsequently averaged (see Section 2.4).

2.4 AOICOFs similarity and reflectance constant similarity

To evaluate the correspondence between the in-situ and laboratory materials, we performed a similarity analysis based on the estimated AOICOFs and the reflectance constants.

AOICOF similarity

The similarity of the AOICOFs was assessed by comparing the AOICOFs $f_{\varphi_0}^{mat}(\varphi)$ derived from in-situ data with laboratory reference AOICOFs. All AOICOFs were discretized on a common AOI (φ) grid with a step size of 0.001 rad (arbitrarily chosen, dense to assure good function approximation). To obtain a representative reference for each material type (5 materials), we computed the mean of the two laboratory AOICOFs belonging to that class (1 material \times 2 samples). The similarity between the in-situ AOICOF and the averaged laboratory

reference AOICOF was quantified using the root mean square error (RMSE) and the median absolute error (MAE), computed pointwise over the discretized AOI domain. The RMSE emphasizes larger deviations and is sensitive to localized mismatches, while the MAE provides a more robust measure of central deviation. Together, these metrics characterize the agreement of the AOICOFs, independent of absolute reflectance, as the functions are normalized to unity at the reference angle $\varphi_0 = 45^\circ$.

Reflectance constant similarity

In addition to the shape-based similarity, we evaluated the similarity of the reflectance constants $\rho_{\varphi_0}^{mat}$. Since the system constant κ_s can be unknown, we cannot derive the reflectance $\rho_{\varphi_0}^{mat}$ directly. However, because all datasets (in-situ and laboratory) were acquired with the same scanner, κ_s is constant across all measurements. We therefore use the measurement configuration independent intensity I_{MCI} , which we introduced in Laasch et al. (2025). It represents the intensity compensated for distance and AOI effects:

$$I_{MCI} = \frac{I_r}{f_{\varphi_0}^{mat}(\varphi) \cdot g_{R_0}^s(R)} = \kappa_s \cdot \rho_{\varphi_0}^{mat} \quad (2)$$

The relative difference D_{rel} between the in-situ $I_{MCI}^{in-situ}$ and laboratory I_{MCI}^{lab} is calculated as:

$$D_{rel} = \frac{|I_{MCI}^{in-situ} - I_{MCI}^{lab}|}{(I_{MCI}^{in-situ} + I_{MCI}^{lab})/2} \quad (3)$$

In this ratio, the system constant κ_s cancels out, making D_{rel} a valid metric for comparing reflectance constants. Like for the AOICOF similarity analysis, we averaged the laboratory samples of the same materials for this metric.

3. Results

3.1 Shape-based similarity of AOICOFs

Figure 2 shows the AOICOFs derived from the in-situ TLS data (dashed) alongside the corresponding laboratory reference AOICOFs (solid) for three materials present in the in-situ TLS data. Visually, the in-situ AOICOFs exhibit a high degree of similarity to the laboratory-derived functions of the same material, indicating that the angular reflectance behavior estimated from in-situ point clouds is consistent with controlled laboratory measurements.

This observation is quantitatively supported by the AOICOF similarity metrics summarized in Table 1. For the plaster in-situ segment, the lowest RMSE and MAE values are obtained when its AOICOF is compared to the laboratory plaster reference, allowing for a correct distinction from other materials. However, the difference to the 2nd most similar lab reference AOICOF (sandstone), is also small. The wood in-situ segment shows an even clearer distinction, with the

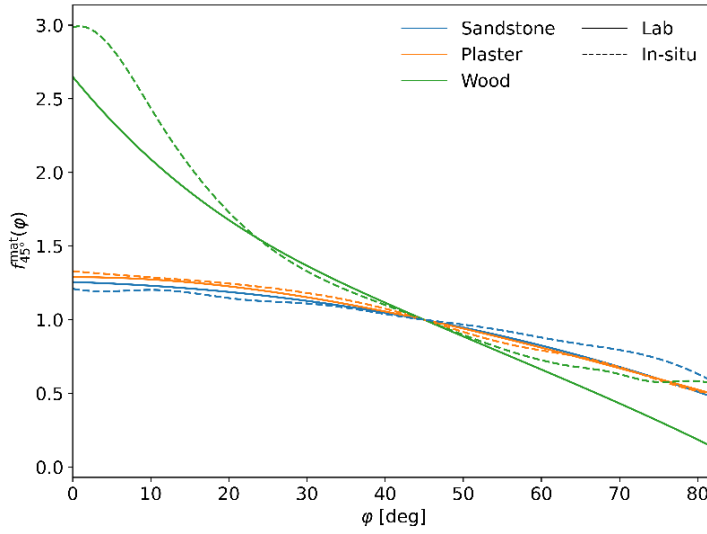


Fig. 2: AOICOFs - $f_{\phi_0}^{mat}(\phi)$, of three different materials estimated using the in-situ acquired TLS point clouds and their corresponding averaged lab AOICOFs.

smallest deviation regarding the laboratory wood reference, whereas comparisons to other materials result in substantially larger values of RMSE and MAE.

For the sandstone in-situ segment, material identification is more challenging. While the smallest deviation is observed for the Spectralon with 5% reference, the laboratory sandstone and plaster AOICOFs also exhibit low difference values. This indicates that multiple materials can exhibit very similar angular reflectance behavior, demonstrating that more information than just the AOICOF is needed to identify the material correctly.

Table 1: AOICOF similarity between the in-situ AOICOFs and averaged lab reference AOICOFs. The best metrics for each in-situ segment are highlighted in bold.

Lab\In-situ	Plaster		Wood		Sandstone	
	RSME	MAE	RSME	MAE	RSME	MAE
Sandstone	0.04	0.04	0.63	0.37	0.06	0.05
Concrete	0.17	0.10	0.47	0.29	0.24	0.18
Plaster	0.02	0.02	0.61	0.35	0.08	0.07
Wood	0.46	0.33	0.22	0.16	0.53	0.41
Spectralon 5%	0.11	0.10	0.67	0.43	0.03	0.02
Spectralon 80%	0.16	0.14	0.52	0.31	0.25	0.02

3.2 Reflectance similarity

In addition to AOICOF similarity, the reflectance constant similarity between in-situ segments and laboratory samples was evaluated as a second means for material separation. The similarity is computed using the relative difference (D_{rel}) of the I_{MCI} values (see Section 2.4). The results are summarized in Table 2.

Table 2: Reflectance similarity (D_{rel}) between in-situ segments and lab samples. The highest similarity (lowest difference) for each in-situ segment is highlighted in bold.

Lab\in-situ	Plaster	Wood	Sandstone
Sandstone	0.42	1.54	0.00
Concrete	0.65	1.43	0.24
Plaster	0.49	1.80	0.87
Wood	0.01	1.69	0.43
Spectralon 5%	1.50	0.50	1.28
Spectralon 80%	0.53	1.81	0.90

The reflectance-based comparison reveals substantial variability across material combinations. For several materials, large discrepancies between in-situ and lab reflectance values are observed, even when both belong to the same nominal material class. This is particularly evident for the wooden in-situ segment: the in-situ surface exhibits considerably lower reflectance than the laboratory wood samples. This arises simply because the specific varieties of material differ between the two settings: the wood in the in-situ scene is dark and glazed, whereas the laboratory samples are uncoated. A similar discrepancy in material composition is observed for the plaster.

In contrast, the sandstone material shows a close agreement between in-situ and lab reflectance values. We assume this is the case because the laboratory samples represent the same sandstone type found in-situ. Moreover, both the laboratory samples and the in-situ surfaces feature a raw, cut finish, ensuring similar surface properties. Consequently, for this material, the reflectance similarity resolves the ambiguity observed in the AOICOF similarity. For instance, while the sandstone AOICOF is very similar to Spectralon 5% and plaster, the reflectance comparison confirms the sandstone match and excludes the other two candidates.

As expected, these results indicate that reflectance similarity alone is not a reliable indicator for material identification, as it is a measure of absorption of the surface that is influenced by the material and the surface finishes (e.g., coating). Nevertheless, the reflectance constant carries undoubted value as a complementary metric, supplementing the AOICOF-based identification. Since both the reflectance constant and the AOICOF are derived simultaneously from the same data, they can be effectively integrated to support a more robust, multi-parameter material identification.

4. Conclusion

In this work, we investigated the potential of reusing radiometric calibration functions as physical descriptors for material probing and identification in terrestrial laser scanning (TLS). Standard radiometric compensation typically treats angular intensity variations as artifacts to be corrected. In contrast, we demonstrated that these variations encode intrinsic material properties that can be recovered from in-situ acquired point clouds. By estimating material-

dependent angle-of-incidence compensation functions (AOICOFs) – which approximate a partial bidirectional reflectance distribution function (BRDF) specific to the scanner's monostatic geometry – we showed that TLS data contains latent material information that supports material probing without requiring additional sensors.

Our experimental results confirm that in-situ AOICOFs derived from urban scenes align well with a catalogue of reference functions derived from controlled lab measurements, validating the approach for material identification. The analysis reveals that although the shape of the AOICOF serves as a strong feature for distinguishing materials, it is not unique; different materials with similar surface properties can exhibit similar AOICOFs. However, our results indicate that complementing the AOICOF similarity with reflectance similarity can improve material identification.

Despite the informational gain, neither the AOICOF nor the reflectance constant guarantees definitive identification in isolation. Different materials with similar surface properties can yield indistinguishable angular signatures, and materials with similar absorption can exhibit identical backscatter strengths. Therefore, the estimated AOICOFs serve to narrow down potential material candidates rather than providing a single, absolute classification. The effectiveness of combining these metrics depends on the complexity of the specific use case. While our study demonstrates the potential of this combination, determining the optimal mathematical framework to fuse angular shape and radiometric magnitude remains a subject for future work. Furthermore, in complex scenes with high material diversity, these geometric and radiometric cues should be supplemented with additional data sources as hyperspectral measurements (Han et al., 2023; Ray et al., 2024). Future research should investigate integrating AOICOFs with RGB color information, texture analysis, semantic scene context, or multi-spectral intensity data to resolve remaining ambiguities.

By shifting the perspective from removing angular effects to analyzing them, this work establishes a foundation for more semantically rich point cloud processing. It demonstrates that simultaneous geometric acquisition and physical surface characterization are feasible, offering a new dimension of information for remote sensing applications.

Acknowledgments

We thank Robert Presl for supporting the laboratory experiments. This work was supported by the ETH Research Grant “Protect Sandstone Monuments”.

Declaration of generative AI and AI-assisted technologies in the writing process

During the preparation of this work, the authors used ChatGPT and Gemini in order to improve readability and language. After using these tools, the authors reviewed and edited the content as needed and take full responsibility for the content of the publication.

Literature

- COOK, R. L., & TORRANCE, K. E. (1982). A reflectance model for computer graphics. In: ACM Transactions on Graphics (ToG), 1(1), 7-24.
- HAN, Y., SALIDO-MONZÚ, D., & WIESER, A. (2023). Classification of material and surface roughness using polarimetric multispectral LiDAR. In: Optical Engineering, 62(11), 114104-114104.
- JIN, J., DE SLOOVER, L., VERBEURGT, J., STAL, C., DERUYTER, G., MONTREUIL, A.-L., DE MAEYER, P., & DE WULF, A. (2020). Measuring Surface Moisture on a Sandy Beach based on Corrected Intensity Data of a Mobile Terrestrial LiDAR. In: Remote Sensing, 12(2), 209.
- JIN, J., VERBEURGT, J., DE SLOOVER, L., STAL, C., DERUYTER, G., MONTREUIL, A. L., VOS, S., DE MAEYER, P., & DE WULF, A. (2021). Monitoring spatiotemporal variation in beach surface moisture using a long-range terrestrial laser scanner. In: ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 173, 195-208.
- KAASALAINEN, S., JAAKKOLA, A., KAASALAINEN, M., KROOKS, A., & KUKKO, A. (2011). Analysis of incidence angle and distance effects on terrestrial laser scanner intensity: Search for correction methods. In: Remote sensing, 3(10), 2207-2221.
- KAASALAINEN, S., ÅKERBLUM, M., NEVALAINEN, O., HAKALA, T., & KAASALAINEN, M. (2018). Uncertainty in multispectral lidar signals caused by incidence angle effects. In: Interface Focus, 8(2), 20170033.
- KASHANI, A. G., OLSEN, M. J., PARRISH, C. E., & WILSON, N. (2015). A Review of LIDAR Radiometric Processing: From Ad Hoc Intensity Correction to Rigorous Radiometric Calibration. In: Sensors, 15(11), 28099-28128.
- LAASCH, H., MEDIC, T., & WIESER, A. (2023). Towards Assessing Sandstone Surface Moisture and Degradation Level from Radiometrically Corrected TLS Intensity Data. In: ISPRS Annals of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, 10, 567-574.
- LAASCH, H., MEDIC, T., PFEIFER, N., & WIESER, A. (2025). Automatic in-situ radiometric calibration of TLS: Compensating distance and angle of incidence effects using overlapping scans. In: ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 228, 648-665.
- LANG, M. W., & MCCARTY, G. W. (2009). Lidar intensity for improved detection of inundation below the forest canopy. In: Wetlands, 29(4), 1166-1178.
- LI, X., SHANG, Y., HUA, B., YU, R., & HE, Y. (2023). LiDAR intensity correction for road marking detection. In: Optics and Lasers in Engineering, 160, 107240.
- RAY, P., MEDIC, T., SALIDO-MONZÚ, D., & WIESER, A. (2024). High-precision hyperspectral laser scanning for improved radiometric correction of backscatter intensity. In: Optical Engineering, 63(5), 054110-054110.
- TAN, K., & CHENG, X. (2016). Correction of incidence angle and distance effects on TLS intensity data based on reference targets. In: Remote Sensing, 8(3), 251.

Limitations in global referencing for robot arms

Sabine HORVATH¹ ([ORCID](#)) & Hans NEUNER¹ ([ORCID](#))

¹ TU Wien, sabine.horvath@tuwien.ac.at (corresponding Author)

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-008](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-008), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

1 Introduction

Robot arms are designed primarily for repetitive tasks such as handling, welding and spraying. Therefore, the most important specification for robot arms is repeatability. However, robot arms also have great potential for other machining tasks, such as drilling, milling and grinding (Wang et al., 2023). These are high-precision robot manufacturing processes which also require absolute pose accuracy. Traditionally, these tasks are performed using CNC machining. Nevertheless, the lower cost, greater flexibility and better adaptability of robot arms make them an attractive alternative. Specific applications of robot machining include drilling in the production of automotive (Ferrerias-Higuero et al., 2020) and aerospace (Frommknecht et al., 2017; Diaz Posada et al., 2016) components, as well as milling tasks (Schneider et al., 2015). The main limitations of robot machining identified so far are weak stiffness, instability, and low accuracy in robot arm position (Wang et al., 2023). Schneider et al. (2013) point out that many more applications could be addressed if the accuracy of robot arms were increased. Achieving accuracies in determining the position of a workpiece in the robot frame of approximately 0.1 mm is challenging due to errors accumulating throughout the process, from referencing and imperfections in the robot arm to calibrating tool center points (lever arm) and process-specific deviations (Díaz Posada et al., 2016). This article focuses on referencing and determining the lever arm component. Thus, contributing to the above mentioned challenging aspects of robot machining.

According to Frommknecht et al. (2017), there are three types of referencing: global, semi-local and local. Global referencing requires precise knowledge of the absolute pose of the robot arm and the workpiece in relation to a common coordinate frame. Semi-local referencing also uses a precise global reference, as well as an additional measurement system mounted on the robot arm. Thereby, any discrepancies in the global referencing and in the robot arm positioning are compensated. Local referencing mainly relies on an measurement system mounted on the robot arm. Only a rough global reference is needed. The main difference between the methods is the level of precision of the global reference and whether an internal measurement device is used. This article focuses on global referencing. The position of the robot arm and the workpiece/object must refer to the same reference frame, which is realised by an external measurement device. To achieve this, the object is measured, and the transformation between the measurement coordinate frame and that of the robot arm must be determined. Some literature deals with estimation methods for these parameters (Dornaika and Horaud, 1998, Strobl and Hirzinger, 2006, Tabb and Ahmad Yousef, 2017, Ulrich and Hillemann, 2021). These methods originated in hand-eye calibration (Tsai and Lenz, 1989), where the hand represents the robot arm and the eye corresponds to the camera. Zhuang et al. (1994) extended

this method to the simultaneous determination of the robot-world and tool-flange calibration. Further publications on this topic are Ernst et al. (2012) and Wu et al. (2016). Dornaika and Horaud (1998) were the first to perform a simultaneous robot-world and hand-eye calibration based on a non-linear least squares estimation. However, these approaches do not take stochastic information into account. Ulrich and Hillemann (2021) provide a hand-eye calibration of uncertain robots. They consider data uncertainties in their estimation procedures and additionally estimate the accuracy level of the robot arm poses. The accuracy of global referencing or robot-world transformation depends on the pose accuracy of the robot arm. Due to an insufficiently determined robot arm model, the positional accuracy of robot arms is usually only a few millimeters. In this contribution the simultaneous estimation of the robot-world and tool-flange transformation according to Horvath and Neuner (2019) is used.

This contribution aims to quantify the limitations of the global referencing process and its effects on a machining task. The impact of an insufficiently determined robot arm on the transformation, and consequently on the achievable robot position in the global reference frame is analysed. For this purpose, the transformation poses and the position of the measurement device are varied. These investigations are based on exemplary measurements on a collaborative robot arm.

2 System design

To process a workpiece with a robot arm, the object must be measured by an external measuring device and referenced in the robot arm system by means of a transformation. Consequently, the present system consists of the robot arm, the measuring device, the control system for both, the transformation method and the environment. The important methodical components of this system and the concept for the evaluation are described in the following.

2.1 Robot arm

A robot arm consists of a series of rigid bodies connected by rotary joints. Based on six variable rotary joints θ_i and further constant geometric robot parameters (a_i, α_i, d_i) any pose \mathbf{T}_{RF}^R can be reached within the robot arm's working area. The robot pose $(\mathbf{t}_{RF}^R, [\omega, \phi, \kappa])$ is expressed as a homogeneous transformation matrix \mathbf{T}_{RF}^R , consisting of the position \mathbf{t}_{RF}^R and the orientation \mathbf{R}_{RF}^R . The geometric robot parameters originate from the Denavit-Hartenberg model (Denavit and Hartenberg, 1955). This model concatenates six single transformations \mathbf{T} and each transformation is based on four parameters (a, α, d, θ) , as indicated in Eq. 1.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{R}_{RF}^R & \mathbf{t}_{RF}^R \\ \mathbf{0} & 1 \end{bmatrix} = \mathbf{T}_1^R \mathbf{T}_2^R \mathbf{T}_3^R \mathbf{T}_4^R \mathbf{T}_5^R \mathbf{T}_{RF}^R = f(\mathbf{a}, \boldsymbol{\alpha}, \mathbf{d}, \boldsymbol{\theta}) \quad (1)$$

Insufficiently determined robot parameters result in deviations in the pose of the robot arm. These deviations can be categorised as either geometric or non-geometric. Geometric deviations include all those that can be attributed to insufficiently determined geometric parameters. The latter category includes all time-dependent dynamic influences that change in magnitude during manipulator operation (Schneider et al., 2013). These include joint compliance, gear backlash, gear friction, deflection of the arms, and component heating

(Mooring et al., 1991). Additionally, to robot-dependent deviations Schneider et al. (2013) distinguish between system-dependent and process-dependent deviations. System deviations arise from insufficiently defined robot-dependent parameters, sensor measurement imprecision and deviations in control implementation. Process-dependent deviations are mainly caused by machining forces. The system-dependent deviations are in the focus for further evaluation.

2.2 Transformation

For referencing the robot arm for machining applications (see Sec. 1), two components need to be determined - the reference frame transformation between the measurement device (LT) and the robot arm \mathbf{T}_{LT}^R as well as the estimation of lever arm components between the end-effector (P) and the robot flange (RF) \mathbf{t}_{RF}^P . A possible approach to this task is treated in Horvath & Neuner (2019) and is used herein. To determine these two transformations, the functional relationship given in Eq. 2 is established. The position of the robot arm \mathbf{t}_{RF}^R can also be expressed based on the measured pose $(\mathbf{t}_P^{LT}, [r_x, r_y, r_z])$. Therefore, the lever arm \mathbf{t}_{RF}^P is added to the measured pose \mathbf{t}_P^{LT} and then transformed to the robot arm frame \mathbf{T}_{LT}^R . The functional model (Eq. 2) is adjusted in the Gauss-Helmert model. The lower left part in Figure 1 illustrates the transformation chain. The approach formulated in Horvath & Neuner (2019) is built on a measured orientation of the robot arm. If the orientation is not measurable or not available, it is also possible to formulate the functional relation on basis of the robot arm. The robot arm provides orientation information. It is also possible to reach the measured probe position \mathbf{t}_P^{LT} by adding the lever arm \mathbf{t}_P^{RF} to the robot pose \mathbf{T}_{RF}^R and then transform it to the measurement device frame \mathbf{T}_R^{LT} (Eq. 3).

$$\begin{bmatrix} \mathbf{t}_{RF}^R \\ 1 \end{bmatrix} = \mathbf{T}_{LT}^R \cdot \mathbf{T}_P^{LT} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{t}_{RF}^P \\ 1 \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{t}_P^{LT} \\ 1 \end{bmatrix} = \mathbf{T}_R^{LT} \cdot \mathbf{T}_{RF}^R \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{t}_P^{RF} \\ 1 \end{bmatrix} \quad (3)$$

The two transformations \mathbf{T}_{LT}^R (Eq. 2) and \mathbf{T}_R^{LT} (Eq. 3) are connected by its inverse: $\mathbf{T}_{LT}^R = \mathbf{T}_R^{LT^{-1}}$.

2.3 Concept of evaluation

The evaluation of robot referencing is accomplished on the one hand by direct comparison of different transformation results. On the other hand, additional independent measurements are realised by the external measurement device. In Figure 1, a sketch of the evaluation setup is presented. In the left part of the figure, the transformation routine out of Section 2.2 is included. To evaluate these results, additional measurements $\mathbf{t}_P^{LT,2}$ taken by a second station are required. The transformation between the two laser tracker stations \mathbf{T}_{LT1}^{LT2} is established using permanent net point measurements. Equation 4 shows how the evaluation is set up. The net measurements used to derive \mathbf{T}_{LT1}^{LT2} are added to the transformation in Eq. 3. This closes the loop, making it possible to compute the deviations $\Delta \mathbf{t}_P^{LT2}$ from the measured position $\mathbf{t}_{P,meas}^{LT2}$.

$$\begin{bmatrix} \Delta \mathbf{t}_P^{LT2} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{t}_{P,meas}^{LT2} \\ 1 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{t}_P^{LT2} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{t}_{P,meas}^{LT2} \\ 1 \end{bmatrix} - \mathbf{T}_{LT1}^{LT2} \cdot \mathbf{T}_R^{LT1} \cdot \mathbf{T}_{RF}^R \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{t}_P^{RF} \\ 1 \end{bmatrix} \quad (4)$$

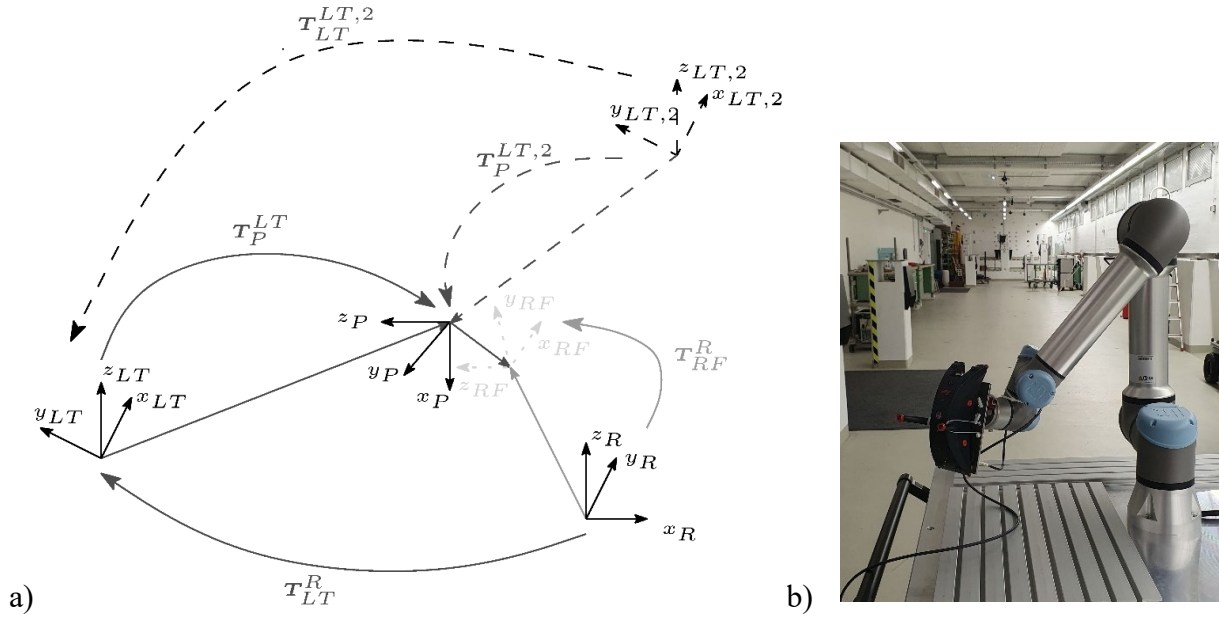


Fig. 1: a) Evaluation setup for the referencing of the robot arm. It includes the transformation as defined in Eq. 2 (solid lines) and complements it by an additional measurement station LT2 (dashed lines). b) The robot arm with the T-Probe mounted on the robot flange is shown in the 4D measurement laboratory while measuring with the laser tracker AT960-MR.

3 Evaluation

Before presenting the initial findings, the measurement setup is described, comprising the robot arm, the measuring device and the associated equipment. The first practical step is to test the robot arm on repeatability and accuracy according to ISO 9283. This is followed by the initial referencing results.

3.1 Measurement setup

The measurements are carried out in the 4D measurement laboratory of the Department of Geodesy and Geoinformation at the TU Wien. The laboratory offers stable atmospheric conditions and a highly precise measurement net comprising consoles and ground points with magnetic adapters for 1.5-inch reflectors. The universal robot UR5e is exemplary used for the investigations. Due to its collaborative nature, it does not fulfill the stiffness criteria for robot machining. It is designed for use alongside people and therefore meets different criteria. The external measurement device is a Leica Absolute Tracker AT960-MR. It exhibits an accuracy in position of 0.02 mm (Hexagon, 2021) It is used in combination with 1.5-inch corner cube reflectors (CCR), 1.5-inch super cateye (SCE), which enables ultra-wide acceptance angle of $\pm 75^\circ$ from vertical around a full 360-degree field of view, and a probing device Leica T-Probe (P), which uses a 0.5 inch tooling ball reflector (TBR). Important specifications are the centering of optics for the various reflector types ($< \pm 0.003$ mm, $< \pm 0.005$ mm, $< \pm 0.01$ mm – CCR, SCE, TBR) and the standard deviations of the ADM constant (± 0.003 mm, ± 0.005 mm, ± 0.03 mm). The probing device also provides orientation information. The standard deviation

is defined as 0.01° . The corner cube reflector (CCR) is used for the measurements to the net points. The Super Cateye (SCE) is used to measure the position of the robot arm because it enables larger possible incident angles than the CCR (acceptance angle $\pm 30^\circ$). The whole robot pose can only be derived by the probing device.

3.2 Robot arm testing

To determine the quality of the UR5e robot arm, we follow the procedure outlined in ISO 9283. We compute the relative pose error or repeatability (RP) and the absolute pose error or accuracy (AP). It is derived for the SCE and the probe. As the ISO 9283 proposes, the robot arm approaches five cube poses 30 times and the laser tracker measures them. By this generated data set, a statistical evaluation is applied and the repeatability is derived. In order to determine the absolute pose error, the transformation between the measurement system and the robot arm must be established. These results are included in Table 3 and will be discussed in detail in the next sections. The results of RP and AP are summarised in Table 1. The table includes the average repeatability in position \overline{RP}_l and in the three orientation axes $\overline{RP}_a, \overline{RP}_b, \overline{RP}_c$ as well as the accuracy \overline{AP}_p averaged over five cube points. Figure 2 provides detailed information about AP in the different coordinate components. The z component is the direction with the least accurate determination. The UR5e's position repeatability according to ISO 9283 amounts to $\pm 25 \mu\text{m}$. The manufacturer specifies it as $30 \mu\text{m}$. The repeatability in orientation is computed to 0.004° . The orientation standard deviation of the probing device is specified with 0.01° . Consequently, the determined repeatability in orientation cannot be considered statistically proven.

Table 1: Reached average RP and AP by the evaluation of the UR5e according to ISO 9283 ($v=10\%$ and 100% and $m=600\text{g}$ (SCE)/ 1.1 kg (Probe)).

	\overline{RP}_l	\overline{RP}_a	\overline{RP}_b	\overline{RP}_c	\overline{AP}_p
SCE	0.025 mm				0.4 mm
Probe	0.023 mm	0.0044°	0.0031°	0.0038°	0.4 mm

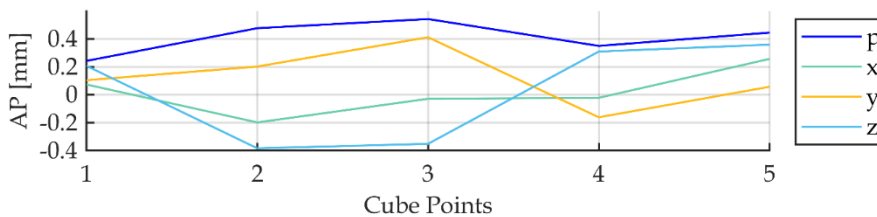


Fig. 2: AP of the UR5e computed on basis of probe measurements. It shows the accuracy (AP) in the single coordinate components (x, y, z) as well as its magnitude (p) for the five cube points.

3.3 Referencing results

This section presents the first results of the global referencing process. The transformations are computed based on the methodology described in Section 2.2. The aim is to demonstrate the effects of different transformations on the absolute positioning of robot arms.

To illustrate a realistic scenario, we begin with two transformation settings that differ considerably. Thus, two different reflectors (SCE/probe), different transformation poses (see Fig. 3), and a different number of poses (17/38 poses) are used. While the SCE data set (Fig. 3, left) has only a few transformation poses with good spatial distribution, the probe data set (Fig. 3, right) offers many poses, mainly on the side aligned with the laser tracker. Compared to the probing device, the SCE does not provide orientation information. Therefore, we use the robot arm's orientation information and compute the transformation chain according to Eq. 3. For comparing the results of Eq. 2 (\hat{x}_{p1}) and Eq. 3 (\hat{x}_{SCE}), the results of Eq. 3 are inverted ($\hat{x}_{SCE,tr}$), as described in Section 2.2. Table 2 presents the results of the rotational (ω, ϕ, κ) and the translational ($t_{LT,x}^R, t_{LT,y}^R, t_{LT,z}^R$) component of T_{LT}^R and the lever arm components ($t_{RF,x}^P, t_{RF,y}^P, t_{RF,z}^P$).

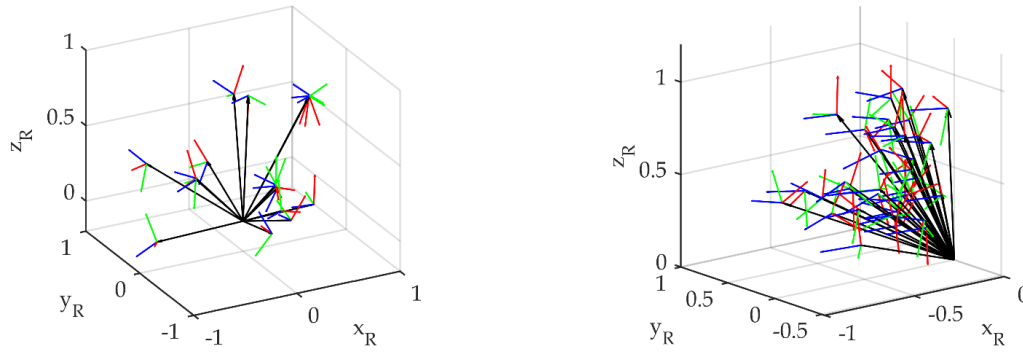


Fig. 3: Transformation poses of the first two data sets – SCE (left), P1 (right). While the SCE data set has few transformation poses with good spatial distribution, the probe data set offers many poses, mainly on the side aligned with the laser tracker.

The transformation parameters determined on basis of the measurements on the super cateye (SCE) are more precise in the translational component ($\hat{\sigma}_{t_{LT}^R}$) despite the small number of transformation poses (17 poses) compared to the measurements to the probe (P1). The rotation component (ω, ϕ, κ) and the lever arm t_{RF}^P are determined more precisely by the probe data set, which is probably due to the large number of poses. Comparing the transformation parameters $\hat{x}_{SCE,tr}$ and \hat{x}_{p1} reveals large differences $\Delta\hat{x}_1$ in the rotation angles ω, ϕ and in $t_{LT,z}^R$, which cannot be explained by the standard deviations of the parameters $\sigma_\omega, \sigma_\phi, \hat{\sigma}_{t_{LT,z}^R}$. The deviation of 0.035° over an average measurement distance of 5 m results in 3 mm, which corresponds to the value of $t_{LT,z}^R$. The derived angle κ differs due to a stationing insufficiency in the software used. The computed lever arms of the SCE and probe are not comparable. The spatial distribution of the points may be one reason for the deviations. It appears that the deviations between the two transformations are mainly caused by the probe data set.

Table 2: Various transformation results belonging to **laser tracker station 1**. One transformation result consists of the parameters $\hat{\mathbf{x}}$, the standard deviations $\hat{\sigma}$ as well as deviations Δ to $\hat{\mathbf{x}}_{SCE,tr}$. The dark grey cells are not comparable because of no direct relation. The first two transformations are discussed in Section 3.3, the last two in 4.1.

	ω [°] [']	ϕ [°] ['']	κ [°] ['']	$t_{LT,x}^R$ [m] [mm]	$t_{LT,y}^R$ [m] [mm]	$t_{LT,z}^R$ [m] [mm]	$t_{RF,x}^P$ [mm]	$t_{RF,y}^P$ [mm]	$t_{RF,z}^P$ [mm]
$\hat{\mathbf{x}}_{SCE,tr}$	-0.5508	0.4389	37.9550	-5.0764	-0.3488	0.6309	-1.1	65.3	86.9
$\hat{\mathbf{x}}_{SCE}$	0.1627	-0.6859	-37.9518	4.2247	-2.8453	-0.5886	1.1	-65.3	86.9
$\hat{\sigma}_{x_{SCE}}$	22	26	21	0.12	0.09	0.06	0.06	0.06	0.12
$\hat{\mathbf{x}}_{p1}$	-0.5139	0.4730	234.4406	-5.0764	-0.3481	0.6337	-0.7	-16.2	-113.1
$\hat{\sigma}_{x_{p1}}$	18	18	18	0.09	0.41	0.41	0.03	0.03	0.08
$\Delta \mathbf{x}_1$	-0.0369	0.0341		-	0.0007	-0.0028			
$\hat{\mathbf{x}}_{p2}$	-0.5471	0.4633	234.4483	-5.0761	-0.3488	0.6333	-0.7	-16.1	-113.1
$\hat{\sigma}_{x_{p2}}$	34	38	23	0.29	0.58	0.97	0.09	0.1	0.31
$\Delta \mathbf{x}_2$	-0.0037	-0.0244		-0.0003	-	-0.0024			
$\hat{\mathbf{x}}_{p1b}$	-0.4509	0.3893	234.5386	-5.0754	-0.3563	0.6261	-0.9	-16.3	-113.2
$\hat{\sigma}_{x_{p1b}}$	368	355	388	2.0	8.9	8.3	0.6	0.5	2.1
$\Delta \mathbf{x}_{1b}$	-0.0999	0.0496		-0.002	0.0075	0.0048			

For independent control of the derived robot base frame, robot poses are measured from a second laser tracker station, as suggested in Sec. 2.3. The second laser tracker station has been transformed into the first laser tracker station based on measurements to net points offered by the measurement lab. The laser tracker station was chosen quite opposite to the first station. Closing the transformation chain and comparing to the additional measured pose from laser tracker station 2 (Eq. 4), shows the difference vector of [0.1 -0.3 2.6] mm. It corresponds to the differences in the transformation $\Delta \mathbf{x}_1$ according to Table 2. The largest difference exhibits in the z-component $t_{LT,z}^R$ by approximately 3mm.

With this example, we demonstrate quite considerable differences between transformations and wish to emphasise the necessity of a well-considered approach to planning the poses and the transformation setup. For this reason, the individual effects will be discussed in the next section.

4 Inference on the global referencing performance

The performance of the referencing depends on the following influences: the number and distribution of poses, the stationing of the measurement device, the reflector type and its mounting. So far, the reflector, the number and distribution of poses are considered in this study. In this section, some of the influences will now be separated in order to better understand their effects.

4.1 Variations in geometry

If a data set of probe observations with a small number of poses but good spatial distribution is available (P2 - Fig. 4, left), the result $\hat{\mathbf{x}}_{P2}$ in Table 2 is reached. The data set contains only 9 poses. This increases the standard deviations, especially in the translational z-component $\sigma_{t_{LT,z}^R}$. The deviations change only slightly in most parameters (in comparison to $\Delta\mathbf{x}_1$) despite the small number of poses (see Tab. 2). The improved configuration of transformation poses has a strong impact on the discrepancies of omega, which decrease by one order of magnitude.

By reducing the data set P1 from 37 poses to 9 poses, the data set P1b is achieved (Fig. 4, right). The aim here is to see the effect of poor spatial distribution in combination with a small number of poses and to compare this with $\hat{\mathbf{x}}_{P2}$ (small sample size, but good spatial distribution). The results are also presented in Table 2. They show a poor transformation – the deviations of the translation parameters increase dramatically, especially for the translation components in y- and z-direction, which increase to around 7 and 5 mm respectively. There are two possible reasons for the poor performance of the $\hat{\mathbf{x}}_{P1b}$ data set: firstly, the spatial distribution of the poses in the working space of the robot arm (see Fig. 4, right) and secondly, the lower variation in the orientation of the robot pose. These two results ($\hat{\mathbf{x}}_{P2}$ and $\hat{\mathbf{x}}_{P1b}$) show that the combination of few transformation poses and an insufficient spatial distribution of the poses leads to poor precision and most probably also to poor accuracy of the parameters. The poorer the spatial distribution of the poses in the working space of the robot arm, the more important it is to use more transformation poses.

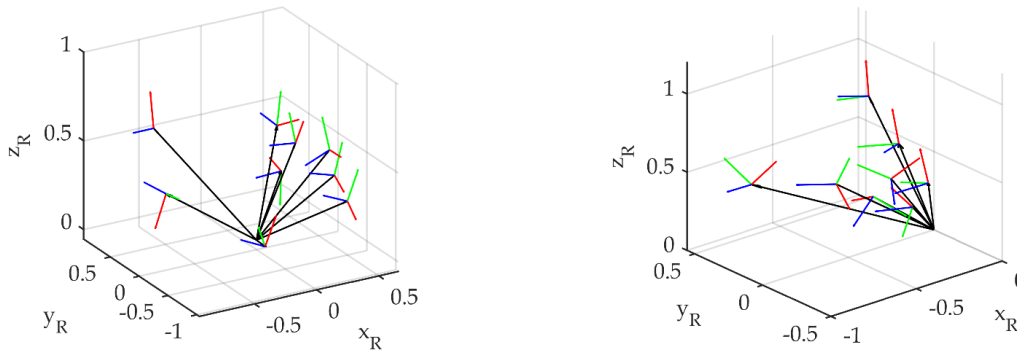


Fig. 4: Transformation poses of one further chosen dataset of probe observations $\hat{\mathbf{x}}_{P2}$ and the subsampled one $\hat{\mathbf{x}}_{P1b}$ from Table 2 – $\hat{\mathbf{x}}_{P2}$ (left), $\hat{\mathbf{x}}_{P1b}$ (right). Both exhibit only 9 transformation poses. Clearly, the $\hat{\mathbf{x}}_{P2}$ data set has a much better spatial distribution than $\hat{\mathbf{x}}_{P1b}$.

4.2 Influence of reflector type

When comparing the standard deviations of the SCE and P1 transformation results (Table 2), despite the additional 20 poses measured, the values for the probe are quite large. To separate the two influences on that, by configuration and by the employed reflector, subsequently a particular focus of the evaluation is set on the reflector type.

Therefore, the same distribution of poses from the P1 data set is measured by the second laser tracker station with SCE and probe. The distribution of the 37 poses is presented in Fig. 3

(right). This builds our third data set and is denoted as e.g. SCE3. To determine the role of the applied model (Eq. 2 or Eq. 3), the probe is treated as reflector (TBR) and the orientation information is neglected. The obtained data set is denoted as P3,TBR. The results of the three different transformations (SCE3; P3; P3,TBR) are included in Table 3.

The smallest standard deviations are achieved by the SCE. Again, the probe with Eq. 2 achieves poorer translational precision $\sigma_{t_{LT}^R}$, the rotational standard deviations $\sigma_{\omega,\phi,\kappa}$ are only slightly worse and the lever arm components $\sigma_{t_{RF}^P}$ are estimated similarly well. Using only the position measurement to the tooling ball reflector of the probe delivers slightly higher standard deviations for the rotation and the lever arm. However, the translation is estimated much more precise in case of $\hat{x}_{P3,TBR}$ (without considering the measured orientation). In comparison to the SCE results, the less precise manufactured, less accurate determined ADM constant as well as a lower allowable incidence angle may be reasons for the worse performance of the TBR.

Table 3: Various transformation results belonging to **laser tracker station 2**. One transformation result consists of the parameters \hat{x} , the standard deviations $\hat{\sigma}$ as well as deviations Δ to $\hat{x}_{SCE3,tr}$. All three transformations are based on the same pose distribution as presented for P1 measured on laser tracker station 1 (Fig. 3, right). Hence, 37 poses are considered. The dark grey cells are not comparable.

	ω [°] [']	ϕ [°] [']	κ [°] [']	$t_{LT,x}^R$ [m] [mm]	$t_{LT,y}^R$ [m] [mm]	$t_{LT,z}^R$ [m] [mm]	$t_{RF,x}^P$ [mm]	$t_{RF,y}^P$ [mm]	$t_{RF,z}^P$ [mm]
$\hat{x}_{SCE3,tr}$	-0.1307	0.1261	30.4662	3.2733	-2.1783	0.6266	-1.4	63.7	-86.9
\hat{x}_{SCE3}	0.0487	-0.1750	-30.4660	-1.7150	3.5378	-0.6288	1.4	-63.7	86.9
$\hat{\sigma}_{x_{SCE3}}$	15	15	15	0.06	0.07	0.04	0.02	0.02	0.07
\hat{x}_{P3}	-0.1300	0.1271	30.4662	3.2734	-2.1783	0.6265	-0.5	-16.2	-113.1
$\hat{\sigma}_{x_{P3}}$	16	17	17	0.18	0.25	0.29	0.02	0.02	0.07
Δx_3	0.0007	-0.0010	-	-0.0001	-	0.0001			
$\hat{x}_{P3,TBR}$	0.0520	-0.1743	-30.4617	-1.7150	3.5378	-0.6289	0.0	-16.7	113.0
$\hat{\sigma}_{x_{P3,TBR}}$	19	19	20	0.08	0.09	0.05	0.03	0.03	0.09
$\Delta x_{3,TBR}$	-0.0043	-0.0007	-0.0043	-	-	0.0001			

These effects have not yet been fully clarified. For these investigations, a priori standard deviations of 0.01° are assumed for the robot arm orientation and the probe. The only varying a priori standard deviation is the translational component of the robot arm, which compensates for inconsistencies of the measurement data with respect to the transformation model. For most transformations, the average a priori standard deviation of the robot arm position is approximately 0.18 mm in order to pass the global test of adjustment. Further investigations will include a variance component estimation in order to obtain reasonable results for the orientations as well.

Regarding the influence of the pose distribution discussed in 4.1, one notices for this configuration that only small differences between the estimated transformation parameters

occur for the three cases shown in Table 3. The differences in the translational components reduce from several mm (see Table 2) to few hundredths of mm (see Table 3). Similarly, the differences in the rotational components reduce by two orders of magnitude. Thus, it can be concluded that the high differences between the SCE and probe-based estimations encountered in Table 2 are mainly driven by the extremely different configuration of the measured poses. Beyond the geometric configuration aspect this difference leads also to different influences on the actual pose of the robot arm of non-geometric parameters (see Sec. 2.1).

4.3 Define limitations of global referencing

This section consolidates the results and aims to identify the limitations of global referencing for robot arms. It shows so far, that the greatest influence comes from the pose distribution. As presented in Section 3.3, deviations of up to 3 mm arise between the SCE- and probe-based transformations due to the selected pose distribution (see Table 2). Pursuing this insight further, we created an extended data set with 24 poses (SCE4) which is measured using both, the probe as well as the SCE. This data set should reflect a best case scenario for the global referencing. The distribution of the poses is given in Figure 5. The obtained results for the best-case transformation (Tab. 4) confirm the conclusions of the previous sections: using the SCE instead of the probe leads to lower standard deviations of the estimated transformation parameters (see also Sec. 4.2, $\hat{\sigma}_{x_{SCE3}}$ vs. $\hat{\sigma}_{x_{P3}}$). This applies especially to the translation. When observing the same poses with both reflector types the estimated parameters are almost similar with discrepancies Δx_3 for the translational components in the range of one tenths of a mm. Also the discrepancies Δx_3 and Δx_4 behave similarly. The results are presented in Table 4 and relate to Table 3 due to the same laser tracker station. Comparing the translation results $\hat{x}_{SCE3,tr}$ (Table 3) and $\hat{x}_{SCE4,tr}$ (Table 4), results in a deviation of 1.7 mm. Opposing this deviation ($\Delta x_{3,4}$, Table 4) with Δx_1 in Table 2, a decrease of the discrepancies can be noted. Thus, by increasing the number of transformation poses, the deviations between independent transformation results decrease. Further measurements and investigations are required to prove the limit of the discrepancies in global referencing, which will be probably limited by the accuracy of the robot arm.

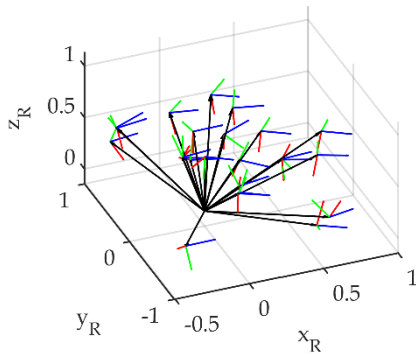


Fig. 5: Transformation poses for the SCE4 and P4 transformation. It bases on the pose distribution of data set SCE (Fig. 3, 16 Poses) and is extended by 8 poses.

All investigations so far have been accomplished for one specific collaborative robot arm and need to be derived for different ones. While the aforementioned magnitudes of the results will not apply to other robot arms, this is likely to be true with regard to the classification of influences according to their importance.

Table 4: Transformation results of spatial well distributed poses belonging to **laser tracker station 2**. One transformation result consists of the parameters $\hat{\mathbf{x}}$, the standard deviations $\hat{\sigma}$ as well as deviations Δ to $\hat{\mathbf{x}}_{SCE4,tr}$. The transformations are based on the extended data set of SCE (Fig. 5). Hence, 24 poses are considered. The dark grey cells are not comparable. $\Delta \mathbf{x}_{3,4}$ relates to $\hat{\mathbf{x}}_{SCE3,tr}$ out of Table 3.

	ω [°] [']	ϕ [°] [']	κ [°] [']	$t_{LT,x}^R$ [m] [mm]	$t_{LT,y}^R$ [m] [mm]	$t_{LT,z}^R$ [m] [mm]	$t_{RF,x}^P$ [mm]	$t_{RF,y}^P$ [mm]	$t_{RF,z}^P$ [mm]
$\hat{\mathbf{x}}_{SCE4,tr}$	-0.1071	0.1464	30.4783	3.2737	-2.1776	0.6251	-1.4	63.5	-86.9
$\hat{\mathbf{x}}_{SCE4}$	0.1348	0.1214	-30.4785	-1.8358	-3.4761	-0.6294	1.4	-63.5	86.9
$\hat{\sigma}_{x_{SCE4}}$	18	18	15	0.07	0.11	0.05	0.05	0.05	0.12
$\hat{\mathbf{x}}_{P4}$	-0.1078	0.1456	30.4790	3.2736	-2.1776	0.6251	-0.1	-16.0	-112.8
$\hat{\sigma}_{x_{P4}}$	19	21	17	0.21	0.26	0.35	0.05	0.05	0.14
$\Delta \mathbf{x}_4$	0.0007	0.0008	-0.0007	0.0001	-	-			
$\Delta \mathbf{x}_{3,4}$	-0.0236	-0.0203	-0.0121	-0.0004	-0.0007	0.0015			

The biggest limitation in global referencing for robot arms is the distribution of the transformation poses. As shown in Table 2 (P2 vs P1), nearly nine well-distributed poses determined by probe measurements deliver the same result as 37 poorly distributed poses. This demonstrates the importance of geometry. A sufficient number of transformation poses ranges between 17 to 24. This depends on the distribution of poses and on the reflector type. Starting with 15 poses achieves a precision of up to 0.1 mm for a robot arm with positional accuracy of 0.4 mm, ensuring good spatial distribution and a super cat eye reflector. Due to the larger standard deviations reached by probe measurements (see Tab. 3), more poses are needed to achieve a precision of 0.1 mm for the translational parameter.

Applying these investigations to another (type) robot arm will demonstrate how dependent the transformation results are on the accuracy of the robot arm. For the used UR5e, we derived an average positional accuracy expressed as deviation from the nominal position of 0.4 mm according to ISO 9283 (see Tab. 1). During the adjustment process to estimate the transformation parameters, the a priori standard deviation in the position of the robot arm is in average 0.2 mm. Passing the global test indicates that chosen functional and stochastic models are in accordance with the data set. As the deviations obtained from the ISO lie within the 2-sigma interval of the standard deviation resulting from the adjustment, the two results are consistent, and it is feasible to claim a standard deviation of the robot arm of 0.2 mm. To calculate the standard deviation based on a defined procedure and in accordance with all measurement types, the variance component estimation proposed in Section 4.2 can be used. The standard deviation for the transformation parameters lies in the same order of magnitude.

However, the deviation between independent transformation sets ranges from 3 to 1.5 mm. There is still a fairly large difference, which we need to take into account. This can be mainly attributed to influences due to the geometric distribution of the poses as well as systematic deviations of the robot arm coming from both geometric and non-geometric components.

5 Conclusion and outlook

Accurate referencing of workpieces to robot arms enables robot manufacturing processes such as drilling, milling and grinding. This article deals with quantifying the influences on determining transformation parameters through global referencing using laser tracker measurements. The influences discussed in detail are the distribution and number of poses, and the reflector type. The distribution of the poses was identified as the most limiting influence. It was found that the Super Cateye performs better than the probe, achieving lower standard deviations, particularly when translating the laser tracker frame to the robot arm frame. An appropriate number of poses is between 17 and 24. This depends on the pose distribution, reflector type, and targeted precision. Future research will investigate the differences in transformation performance when using the probe or the SCE, subsequently focusing on the SCE. Variance component estimation can contribute to our understanding of these differences. Additionally, it can be beneficial for adequately quantifying the precision of the robot arm.

Literature

- DENAVIT, J., & HARTENBERG, R. S. (1955): A Kinematic Notation for Lower-Pair Mechanisms Based on Matrices. *Journal of Applied Mechanics* 22, No. 2, p.215–21. <https://doi.org/10.1115/1.4011045>.
- TSAI, R.Y., & LENZ, R.K. (1989): A New Technique for Fully Autonomous and Efficient 3D Robotics Hand/Eye Calibration. *IEEE Transactions on Robotics and Automation* 5, No. 3, p. 345–58. <https://doi.org/10.1109/70.34770>.
- ISO 9283 (1998): Manipulating industrial robots — Performance criteria and related test methods. International Organization for Standardization
- DORNAIKA, F., & HORAUD, R. (1998): Simultaneous Robot-World and Hand-Eye Calibration. *IEEE Transactions on Robotics and Automation* 14, No. 4, p.617–22. <https://doi.org/10.1109/70.704233>.
- MOORING, B., ZVI ROTH, & DRIELS, M. (1991): *Fundamentals of Manipulator Calibration*. John Wiley & Sons
- ZHUANG, H., ROTH, Z.S. & SUDHAKAR, R. (1994): Simultaneous Robot/World and Tool/Flange Calibration by Solving Homogeneous Transformation Equations of the Form $AX=YB$. *IEEE Transactions on Robotics and Automation* 10, No. 4, p.549–54. <https://doi.org/10.1109/70.313105>.
- STROBL, K., & HIRZINGER, G. (2006): Optimal Hand-Eye Calibration. 2006 IEEE/RSJ International Conference on Intelligent Robots and Systems, 4647–53. <https://doi.org/10.1109/IROS.2006.282250>.
- ERNST, F., RICHTER, L. MATTHÄUS L., MARTENS, V., BRUDER, R. SCHLAEFER, A. & SCHWEIKARD, A. (2012): Non-orthogonal Tool/Flange and Robot/World Calibration. *The International Journal of Medical Robotics and Computer Assisted Surgery* 8, No. 4, p.407–20. <https://doi.org/10.1002/rcs.1427>.

- SCHNEIDER, U., POSADA, J.R.D., & VERL, A. (2015): Automatic Pose Optimization for Robotic Processes. 2015 IEEE International Conference on Robotics and Automation (ICRA), 2054–59. <https://doi.org/10.1109/ICRA.2015.7139468>.
- SCHNEIDER, U., DRUST, M. & ANSALONI, M., LEHMANN, C., PELLICCIARI, M., LEALI, F., GUNNINK, J.W. & VERL A. (2016): Improving Robotic Machining Accuracy through Experimental Error Investigation and Modular Compensation. The International Journal of Advanced Manufacturing Technology 85, No. 1–4, p.3–15. <https://doi.org/10.1007/s00170-014-6021-2>.
- WU, L., WANG, J., KEYU WU, L.Q., REN, H. & MENG, M.Q.-H. (2016): Simultaneous Hand–Eye, Tool–Flange, and Robot–Robot Calibration for Comanipulation by Solving the AXB=YCZ Problem. IEEE Transactions on Robotics 32, No. 2, p.413–28. <https://doi.org/10.1109/TRO.2016.2530079>.
- DIAZ POSADA, J. R., SCHNEIDER, U., PIDAN, S., GERAVAND, M., STELZER, P., & VERL., A. (2016): High Accurate Robotic Drilling with External Sensor and Compliance Model-Based Compensation. IEEE International Conference on Robotics and Automation (ICRA), 3901–7. <https://doi.org/10.1109/ICRA.2016.7487579>.
- TABB, A., UND KHALIL M., & YOUSEF, A., (2017): Solving the Robot-World Hand-Eye(s) Calibration Problem with Iterative Methods. Machine Vision and Applications 28, No. 5–6, 569–90. <https://doi.org/10.1007/s00138-017-0841-7>.
- FROMMKNECHT, A., KUEHNLE, J., EFFENBERGER, I., & PIDAN, S. (2017): Multi-Sensor Measurement System for Robotic Drilling. Robotics and Computer-Integrated Manufacturing 47, 4–10. <https://doi.org/10.1016/j.rcim.2017.01.002>.
- HORVATH, S., & NEUNER, H. (2019): System Identification of a Robot Arm with Extended Kalman Filter and Artificial Neural Networks. Journal of Applied Geodesy 13, No. 2, p.135–50. <https://doi.org/10.1515/jag-2018-0045>.
- FERRERAS-HIGUERO, E., LEAL-MUÑOZ, E., GARCÍA DE JALÓN, J., CHACÓN, E. & VIZÁN, A. (2020): Robot-Process Precision Modelling for the Improvement of Productivity in Flexible Manufacturing Cells. Robotics and Computer-Integrated Manufacturing 65, 101966. <https://doi.org/10.1016/j.rcim.2020.101966>.
- HEXAGON MANUFACTURING INTELLIGENCE (2021): Absolute Tracker systems and accessories, Vs. 2.0
- ULRICH, M., & HILLEMANN, M. (2021): Generic Hand–Eye Calibration of Uncertain Robots. 2021 IEEE International Conference on Robotics and Automation (ICRA), 11060–66. <https://doi.org/10.1109/ICRA48506.2021.9560823>.
- WANG, W., GUO, Q., YANG, Z., JIANG, Y. & XU, J. (2023): A State-of-the-Art Review on Robotic Milling of Complex Parts with High Efficiency and Precision. Robotics and Computer-Integrated Manufacturing 79, 102436. <https://doi.org/10.1016/j.rcim.2022.102436>.

Uncertainty assessment of a green-wavelength LiDAR in laboratory environments

Yu Lan¹ (0009-0000-4023-5857), Ji Yang¹ (0009-0001-8091-2434), Mario Kolling¹ (0009-0003-7357-235X), Alexander Dorndorf¹ (0000-0002-4396-2694) & Jens-André Paffenholz¹ (0000-0003-1222-5568)

¹ Institute of Geotechnology and Mineral Resources – Geomatics, Clausthal University of Technology, yu.lan@tu-clausthal.de

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-009](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-009), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

1 Motivation and challenge

A novel green-band Light Detection and Ranging (LiDAR) system specifically for underwater metrology, termed Underwater LiDAR (ULi) system, has recently been developed by the Fraunhofer Institute for Physical Measurement Techniques (IPM). The system is based on Time-Of-Flight (TOF) ranging and is capable of achieving millimeter-level ranging performance underwater. Multiple studies have already demonstrated that this LiDAR exhibits reliable performance in underwater scenarios (see Section 2). In the present use case, the sensor is operated at the waterline, so that its performance in the medium air is of particular interest. Additionally, the ULi system is applied for waterline data acquisition in underground adits with an approximate height of 2.25 m. Given a typical water surface-to-crown clearance of about 1.75 m and an in the medium air LiDAR field of view (FOV) of $\sim 60^\circ$, this study evaluates the ULi system performance over distances from 2 to 5 m in the medium air to support reliable mapping of the adits environment.

The main challenge associated with this system is that its performance characteristics in air are up to now not deeply investigated, despite the fact that its underwater performance has been validated in several studies (see Section 2). Because the LiDAR is customized explicitly for underwater operation, its optical design and system parameters may not directly transfer to measurements that involve a significant path in air. For the targeted waterline application, it is therefore necessary to thoroughly characterize and quantify the in-air performance of the sensor. Only by doing so it can be ensured that millimeter-level ranging performance is maintained when the LiDAR is used in configurations that deviate from its original underwater design conditions. Based on this, the measurements of ULi system in the medium air is evaluated using the terrestrial laser scanner (TLS) Zoller+Fröhlich (Z+F) IMAGER 5016A (IMAGER) (Zoller+Fröhlich 2026) as a reference. For the ULi, the point cloud density distribution, precision, and bias are analyzed in this work.

In this paper, Section 2 reviews related work on the ULi system. Section 3 describes the methods used to assess the ULi system, focusing on precision and systematic bias. Section 4 presents the experimental design and the results. Finally, Section 5 summarizes the results and describe the future work.

2 Literature review

The Fraunhofer IPM developed a submersible ULi system in a pressure-resistant housing for deployment on stationary or mobile platforms to support underwater topography and infrastructure inspection. Initial tests in controlled water environments produced point clouds with promising resolution, accuracy and acquisition speed, indicating good potential for precise subsea mapping and inspection applications (Werner et al. 2023; Fraunhofer IPM, 2025). According to Walter et al. (2025), the ULi system was systematically tested in two laboratory scenarios and one real-world scenario to assess its suitability for high-resolution monitoring of underwater infrastructure. In a close-range static tank experiment under clear water conditions (NTU = 0), the ULi system was able to detect man-made and organic structures down to 2.36 mm at a close range (≤ 0.56 m), demonstrating millimeter-scale level of detail. A second static laboratory experiment from 1.03 m to 8.03 m, using a Boehler star target, showed that arc segments of 2.95 mm could be fully resolved at distances up to 8.03 m. In contrast, the field trial in the river Elbe yielded no meaningful reflections from infrastructure targets, leading the authors to conclude that the ULi system was not suitable for operation in water bodies with turbidity ≥ 6 NTU (or Secchi depth ≤ 1.10 m). Heffner et al. (2025) applied static scans of a Boehler star, spheres and metal plates at different ranges and for varying turbidity levels. Repeated measurements on a metal plate were used to derive precision and accuracy metrics. Additionally, they reported a range precision of 1.95 mm and a mean relative range accuracy of 6.01 mm. Further they demonstrated that small objects such as shells and water plants can still be clearly identified in low-turbidity conditions.

3 Methodology

3.1 Plane-based precision

Spatial variations in point density are common in LiDAR-based point clouds. Importantly, density anomalies may indicate issues in the point cloud and can lead to errors in derived products (Petrás et al. 2023). Accordingly, analyzing the spatial distribution of the point density in point clouds is crucial. First, the center of the 4-fold and BOTA-8 targets are estimated according to the method of Janßen et al. (2019). Subsequently, the Helmert 3D transformation is applied to estimate a rigid transformation (\mathbf{R} , \mathbf{t}) between IMAGER and ULi system and the scale is set to be 1 (Paffenholz & Bae 2012).

$$\mathbf{x}_{ULi,k} = \mathbf{R}\mathbf{x}_{IMAGER,k} + \mathbf{t} \quad (1)$$

Let $k = 1$ to K , where K indexes the corresponding target centers. Here, \mathbf{R} is the rotation matrix and \mathbf{t} is the translation vector between the frame of IMAGER and the ULi system. $\mathbf{x}_{IMAGER,k}$ is the coordinate from IMAGER. Using the registration targets, the alignment quality is assessed from the residuals at these control points after applying the estimated rigid transformation. The overall registration error e_{reg} is quantified as the mean 3D misclosure magnitude after transformation. Here, the point density of the IMAGER and ULi system is compared after alignment, with a voxel size of $0.1 \text{ m} \times 0.1 \text{ m} \times 0.1 \text{ m}$ for sampling. The

resulting voxel occupancies enable a direct comparison of how uniformly the ULi system samples the scene relative to the IMAGER reference.

For the precision evaluation, the focus is on the random component of the 3D point cloud uncertainty and quantify it from orthogonal point-to-plane residuals. The plane parameters are estimated within a Gauss-Helmert adjustment, where observation corrections are applied to the measured 3D points to satisfy the planar condition. In the absence of point-wise covariance information, all observations are assumed uncorrelated and of identical precision, which reduces the adjustment to a standard orthogonal-distance plane fit solved by a singular value decomposition (SVD) based formulation. The analysis is conducted at the point level using a planar target as a controlled reference geometry (Schaffrin et al. 2006; Neitzel, 2010). Additionally, to mitigate the influence of potential board warping, the target surface is partitioned into 100 small patches ($0.1 \text{ m} \times 0.1 \text{ m}$) and exclude patches affected by occlusions (e.g., screws). The size should keep the local surface approximately planer and ensure enough points per patch for stable precision statistics. The plane is fitted for each patch and expressed as:

$$\mathbf{n}^T \mathbf{x}_{ULi} + d = 0, \|\mathbf{n}\| = 1 \quad (2)$$

Where \mathbf{n} denotes the unit normal vector of the plane. Let \mathbf{x}_{ULi} denotes the coordinate in the ULi frame and d is the plane offset. To avoid inflating the precision estimated by boundary-related effects, points potentially affected by edge effects are excluded by intensity-based filtering. Random point dispersion is then quantified from the distribution of orthogonal residuals to the fitted plane (see Eq.3). The spread of these normal-direction residuals provides a direct estimation of the point-level precision under the given measurement conditions. Where i is the number of repeated scans and p is the point index in the patch. For each point $\mathbf{x}_{ULi,i,j,p}$ in the selected patch j , the signed orthogonal residual is:

$$r_{i,j,p} = \hat{\mathbf{n}}^T \mathbf{x}_{ULi,i,j,p} + \hat{d} \quad (3)$$

The plane-fit residual dispersion is summarized as (Dewez et al. 2016):

$$\hat{\sigma}_{i,j} = \sqrt{\frac{1}{N_{i,j}} \sum_{p=1}^{N_{i,j}} r_{i,j,p}^2} \quad (4)$$

Where $N_{i,j}$ is the number of points in the patch j for repetition i and it is used to compute the plane residual $\hat{\sigma}_{i,j}$. Multiple repetitions at each scanning distance enable the assessment of range-dependent repeatability, reported as the distribution of the residual-dispersion metric across repeats.

3.2 Bias analysis

The systematic bias of the green-wavelength ULi system is assessed via the IMAGER by selecting a hybrid board that combines a ChArUco pattern with dedicated geometric targets (e.g., 4-fold target) (see Fig. 1). The rigid body transformation is estimated by using the well distributed targets (see Section 3.1). Subsequently, the alignment of the IMAGER and ULi system point cloud is given. The bias estimation is performed using the Multiscale Model-to-

Model Cloud Comparison (M3C2) distance using CloudCompare v2.14.beta (Dec. 28 2025) (Lague et al. 2013). The IMAGER point cloud within the selected patch on the hybrid board are used as core points to ensure a stable reference sampling. To mitigate edge effects or mixed-pixel effects caused by dense black and white transitions target borders and hole rims, the patches which located away from these regions are manually extracted from the hybrid board (see Fig. 7). The local surface normals are estimated at the selected core points, and the M3C2 distances are then computed as the separation between the two point clouds along these normals using a projection cylinder and robust statistics.

4 Experiments

4.1 Precision of the 3D point cloud of the ULi system

3D point cloud density evaluation of the ULi system

The ULi system is different from traditional TLS. According to the pulse settings, it produces 100,000 pts/s (skipped pulses = 0). To accommodate 3D LiDAR scanning on a mobile platform, the motor speed is set to 25 Hz and the scan pattern is circular (spiral-shaped circle) so each revolution generates 4,000 pts/s (Fraunhofer IPM, 2025). The density of the point cloud will differ from that of a traditional TLS, from which the point cloud exhibits a regular, raster-like distribution, but the point cloud density of the ULi system varies with the scanning radius. In theory, the radius change speed can be increased arbitrarily, however, to balance the inter-ring spacing to the millimeter range and to avoid overheating the ULi system during airborne operation, the radius change speed is set to 0.002 Hz. The laser class in the medium air is set to be 2M which is the lowest power of the ULi system. The configuration of the ULi system is shown in Table 1.

Table 1: Configuration of the ULi system in airborne operation.

Configuration	Value
Motor speed (Hz)	25
Filter type (Laser class)	Adjustment (2M)
Scan pattern	Circle
Radius change speed (Hz)	0.002
Medium refractive index	1.0003
Skip pulse	0

The setup of the IMAGER and ULi system is shown in Fig. 1. Out of the in the experimental scene available targets, 7 well-distributed targets are chosen for the mutual point cloud registration. The ULi system is positioned nearly perpendicular to the object board, so the incidence angle is 90 ± 2 degree with respect to the board plane.

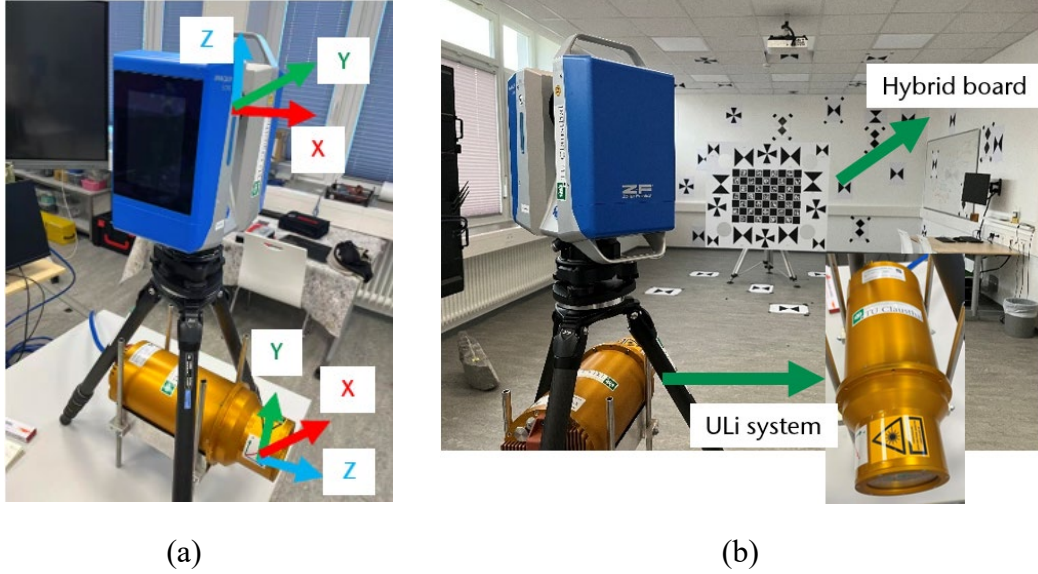


Fig. 1: (a) Setup of the IMAGER and ULi system; (b) Setup of the targets for mutual point cloud registration.

To provide a qualitative overview of the acquired data, Fig. 2 shows an intensity-colored point cloud of the experimental scene. ULi's spiral center is the ULi scan starts at the location corresponding to the minimum scan radius.

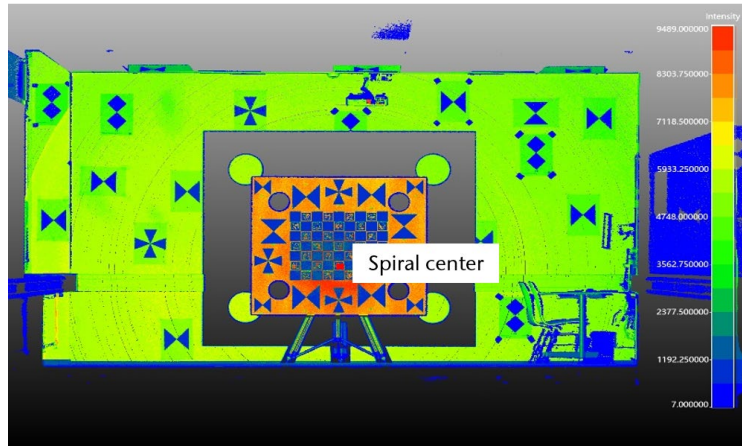


Fig. 2: Intensity-colored point cloud acquired by the ULi system, illustrating the spiral scanning pattern on the planar target and surrounding scene.

In comparison, the IMAGER used the ultra-high-resolution setup, in which the point spacing is 1.6 mm @10 m. In this setup, the two point clouds are mutually registered using 7 corresponding targets. The overall registration error is $e_{reg} = 1.7$ mm. According to Section 3.1, the IMAGER point cloud is transformed into the ULi system coordinate frame. The result of the spacing comparison is shown in Fig. 3.

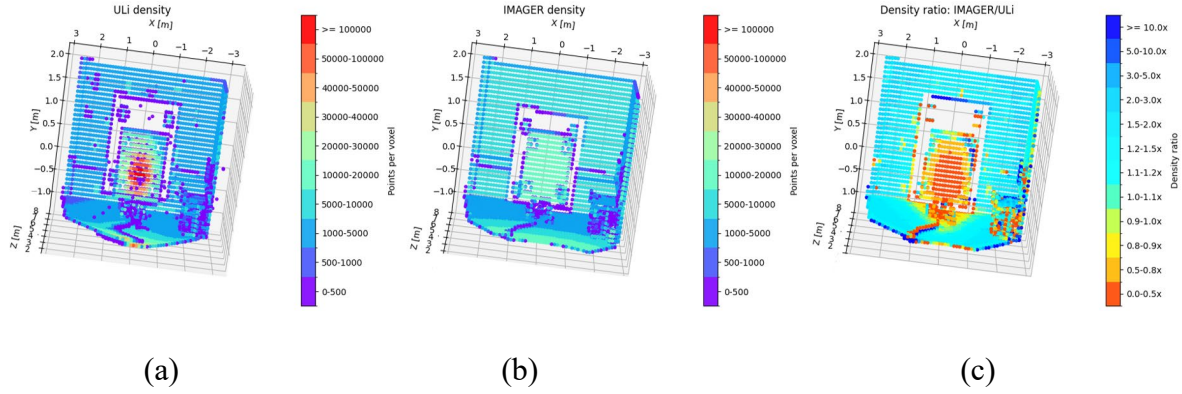


Fig. 3: Point cloud density of (a) the ULi system and (b) the IMAGER as well as (c) the density ratio map of IMAGER and ULi system.

Fig. 3 compares the voxel-based sampling density for the ULi system and the IMAGER in a common reference frame, reported as the number of points per voxel (Fig. 3(a) and (b)). The ULi system shows a pronounced acquisition imprint with spatially non-uniform point counts and characteristic spiral patterns, consistent with its rotating scan trajectory and the resulting range-dependent spatial sampling. The IMAGER exhibits a more homogeneous, raster-like distribution over the same volume. The voxel-wise density ratio map in Fig. 3(c), defined as (density of IMAGER)/(density of ULi system), makes this contrast explicit: ratio ≈ 1 indicates comparable sampling, ratio < 1 (ULi is denser) and ratio > 1 (IMAGER is denser) occur in different regions, demonstrating that the density advantage is strongly location-dependent. It can be clearly observed on the hybrid board @5 m that the ULi point density is highest near the spiral center (see Fig. 2). As the scan radius increases, the points become sparser, and the ULi density drops below that of the IMAGER. This motivates restricting subsequent cross-sensor comparisons to the common overlap and explicitly accounting for density-related effects.

Precision analysis of the point cloud of the ULi system

A $1\text{ m} \times 1\text{ m}$ white board made of Resopal panel (Walter et al. 2025) is used to evaluate the precision (repeatability) of the ULi system (Fig. 4). The spiral scan center is aligned with the geometric center of the board.

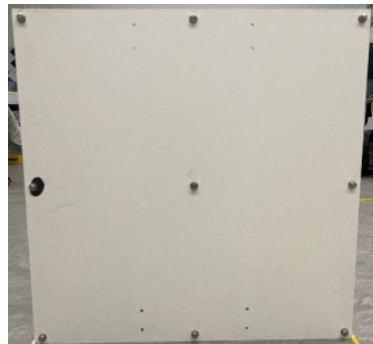


Fig. 4: The measurement board used for the repetition evaluation.

The spatial variability of point-level precision on the planar reference board is visualized using a patch-wise analysis and is shown in Fig. 5. The board surface is subdivided into a regular grid of squared patches, and patches affected by occlusions (e.g., screws), boundary effects are excluded (blank cells). The values reported in the heatmaps in Fig. 5 are the mean values $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ of $\hat{\sigma}_j$ for each patch computed from measurements acquired at distances of (a) 2 m, (b) 3 m, (c) 4 m and (d) 5 m, using an identical color scale to enable direct comparison. In addition, each patch is assigned a corresponding index above the $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$.

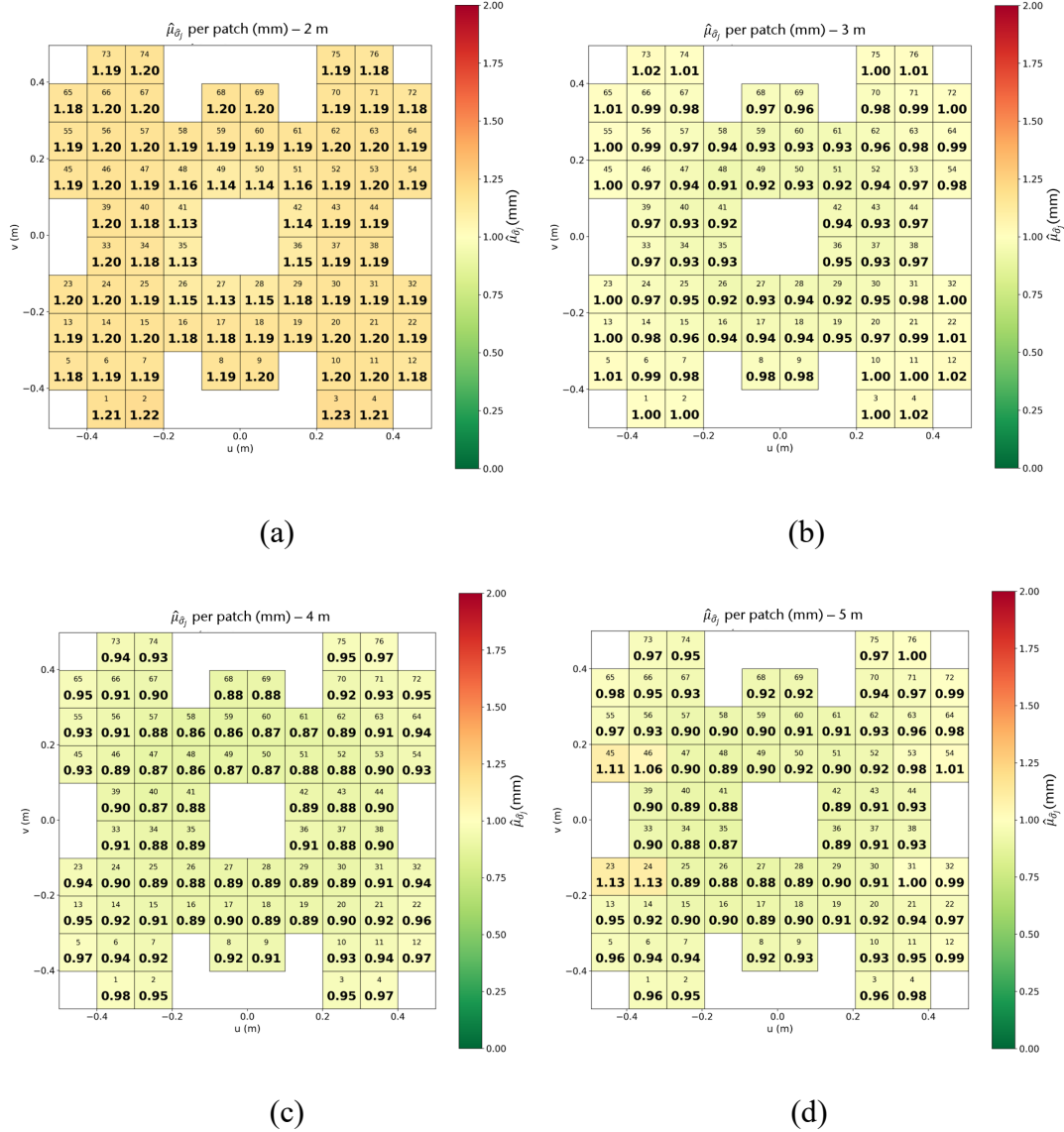


Fig. 5: Mean values $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ per patch averaged over 10 repeated scans in the board local coordinate system for distances ranging from (a) 2 m to (d) 5 m.

Overall, Fig. 5 shows that within each distance, slightly larger $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ values tend to occur near the outer regions or in areas with reduced data support, which might be consistent with residual edge effects, local incidence-angle differences or lower sampling density.

Comparing distances, the absolute $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ level decreases from 2 m to 4 m: at 2 m most patches are around ~ 1.13 to 1.23 mm, whereas at 3 m they are typically ~ 0.91 to 1.02 mm, and at 4 m mainly ~ 0.86 to 0.98 mm. At 5 m, $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ remains in a similar range for most patches (~ 0.87 to 1.13 mm). Overall, the patch-wise $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ remains on the order of ~ 1 mm from 2 m to 5 m. In principle, one would expect the precision to degrade with increasing distance due to growing ranging uncertainty. However, the observed $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ values show the opposite trend, which suggests that the patch-wise residual dispersion is not influenced by intrinsic range noise alone but is strongly influenced by the sampling geometry. In these measurements, the ULi point density is strongly non-uniform across the board (higher near the spiral center and lower toward larger scan radius). With increasing distance (3 to 5 m), the effective board coverage contracts toward the spiral center, thereby changing the local point cloud density and biasing the analysis toward a smaller, centrally sampled subset. Consequently, the observed trend should be interpreted in the context of distance-dependent coverage and point cloud density, rather than taken as direct evidence of improved sensor precision.

In Fig. 6, the repeatability of the patch-wise precision estimate is assessed across repeated scans. For each distance from 2 to 5 m, the heatmap reports the standard deviation of σ_{rep} across repetitions for each patch. Lower values indicate that the estimated precision is stable across repeats, whereas higher values reveal patches where the precision estimate is more variable.

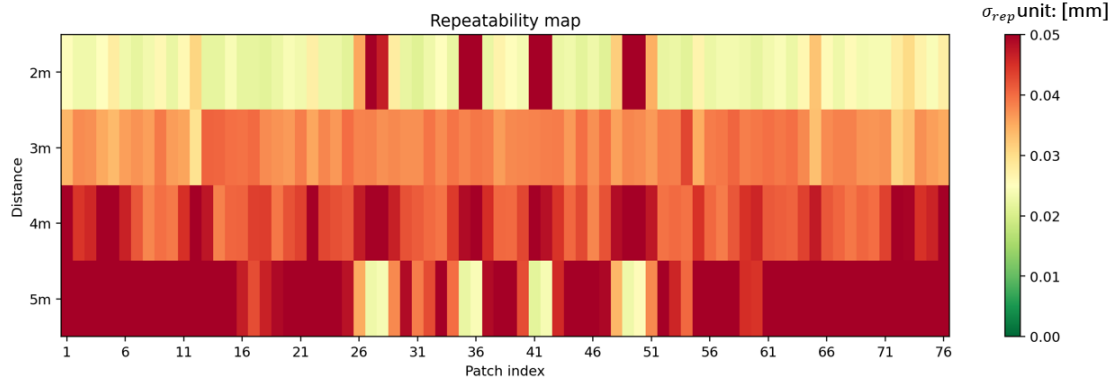


Fig. 6: Heat map of the ULi system repeatability.

Overall, Fig. 6 indicates that the repeatability of the precision estimate is high, as most patches show σ_{rep} values in the order of only a few hundredths of a millimeter (~ 0.01 to 0.05 mm). This suggests that the patch-wise $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ values reported are not driven by random fluctuations between scans but are largely reproducible under identical acquisition conditions.

A clear range-dependent pattern is visible: at 2 m, most patches exhibit low variability (predominantly green to yellow), with only a few isolated patches showing elevated $\sigma_{rep,j}$. At 3 m and 4 m, the variability generally increases, indicating that the precision estimate becomes more sensitive to local sampling conditions as distance grows. At 5 m, many patches reach the upper end of the displayed scale, implying that repeatability is most challenging at the 5 m distance. This behavior is consistent with the reduced sampling density and signal strength at larger distances, where small changes in point density and distribution and local incidence angle

distribution can cause stronger fluctuations in the estimated $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ from scan to scan. Additionally, a spatial pattern is observed: at 2 m, patches closer to the spiral center exhibit relatively higher $\sigma_{rep,j}$ values, whereas with increasing distance this centrally elevated trend becomes less pronounced. This likely reflects the high sampling density and small footprint at short distances, which make the patch-wise residual metric more sensitive to subtle scan-to-scan changes in local sampling geometry. However, further experiments are needed to verify which factor(s) primarily drive this effect.

4.2 Preliminary sensor bias estimation

Bias evaluation is carried out on the hybrid board by defining 5 planar analysis patches (Patch 1 to Patch 5, each with a size of 0.1×0.1 m) on the board surface @5 m and acquiring nine ULi system point clouds under identical static conditions (Fig. 7). A single IMAGER point cloud serves as the core points (Fig. 1). The IMAGER point cloud is aligned with the ULi system frame using the previously determined rigid alignment from the targets in the laboratory. Then all bias-related quantities are computed patch-wise and summarized across the nine point clouds to obtain a repeat-averaged systematic offset and its repeatability for each patch.

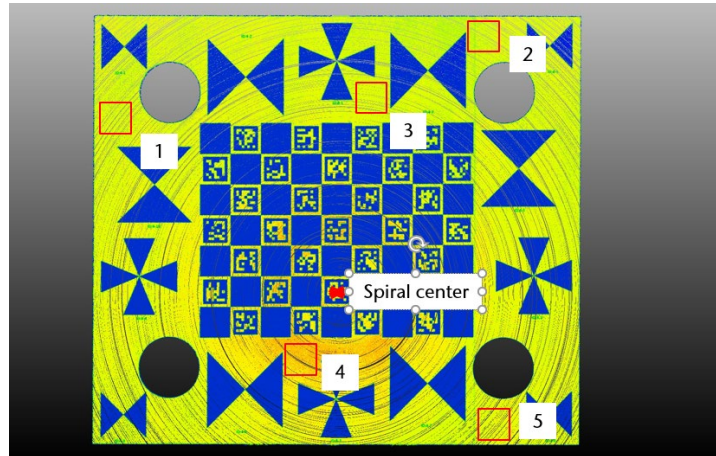


Fig. 7: Sampling patch in the hybrid board.

The used configuration for the M3C2 calculation using CloudCompare is shown in Table 2.

Table 2: Configuration of M3C2 calculation.

Configuration (mm)	Value
Normal scale	30
Search scale	10
Subsample radius	3.2
Search depth	30
Registration error	1.7

In Fig. 8, the patch-wise M3C2 bias between the aligned point clouds is summarized for five representative planar patches extracted from the common overlap. For each patch, the distribution of M3C2 distances is reduced to two location measures, the mean (red) and median (green).

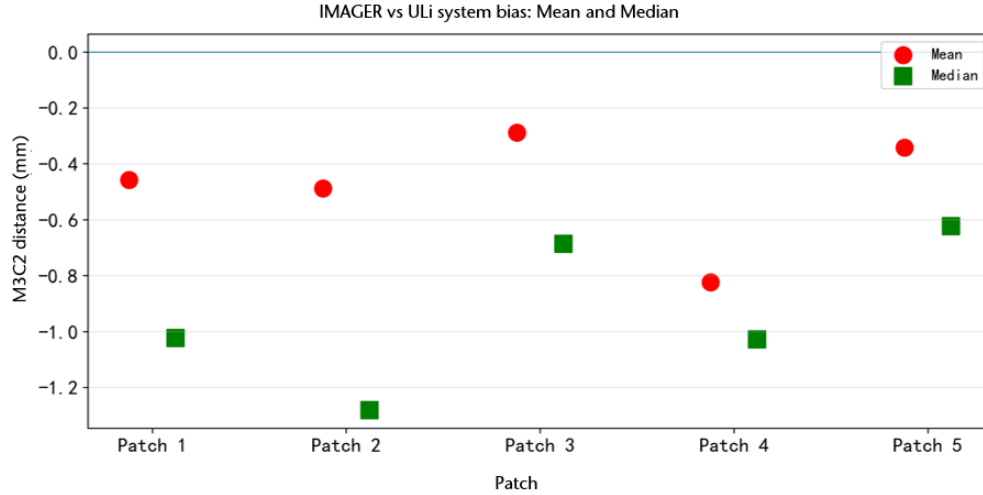


Fig. 8: Mean and median of M3C2 distances per patch.

Across all five patches, both the mean and the median M3C2 distances are consistently negative, indicating it might have a systematic offset between ULi system and IMAGER. With the IMAGER selected as the core point, the reported distances represent signed separations measured along the IMAGER-derived normals toward the compared ULi cloud. Under this condition, the predominantly negative values imply that the ULi system surface is, on average, shifted in the negative normal direction relative to the IMAGER surface. The patch-wise means are on the order of approximately -0.3 to -0.8 mm, while the medians span roughly -0.6 to -1.3 mm. Medians are systematically more negative than means, suggesting an asymmetric distance distribution and supporting the median as the robust estimator of the central tendency for bias reporting. Patch-to-patch differences are visible, with Patch 2 exhibiting the strongest negative median and Patch 3 showing the smallest magnitude of negative bias.

These patch-level bias estimates should be interpreted in conjunction with the estimated registration error, as a systematic M3C2 offset can arise from a combination of sensor-related bias and alignment effects. The IMAGER-to-ULi M3C2 distance from different epochs is analyzed. Fig. 9 reveals a clear time-dependent drift (with the IMAGER as the core point and the first ULi system epoch defined the temporal baseline, i.e., time are reported relative to the first epoch) across epochs that is coherent over all patches.

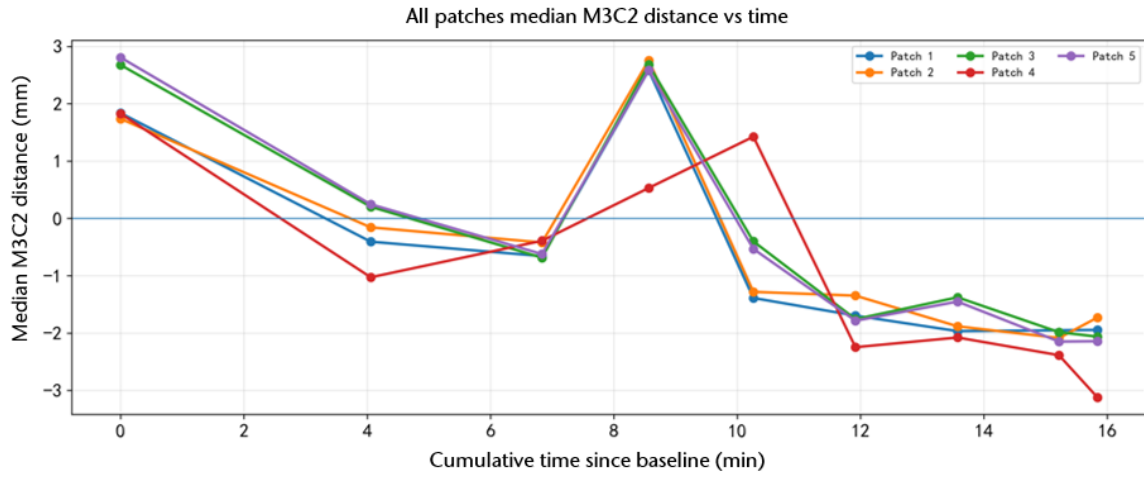


Fig. 9: Median M3C2 distances per patch over time.

As shown in Fig. 9, the patch-wise M3C2 distances between the IMAGER reference and the corresponding ULi system epochs are summarized as epoch-level medians and plotted against the cumulative time since the first epoch of the ULi system. Over the ~ 16 min measurement sequence, the offsets exhibit a largely coherent temporal evolution across all patches: values shift from initially positive or near-zero levels to predominantly negative levels at later times, reaching approximately -1 to -3 mm towards the end of the sequence. The strong inter-patch coherence indicates that the dominant contribution is a global and time-dependent component affecting the ULi to IMAGER relative geometry. Superimposed on this overall trend, a short-lived positive peak is visible around ~ 8 to 9 min (epoch four) and patch-specific deviations from the overall trend occur (e.g., Patch 4 around ~ 10 min to 11 min), which may reflect incidence-angle and sampling-density differences. In Fig. 9, the result is comparable to the single-epoch precision scale ($\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j} \approx 1$ mm from Section 4.1.2) and remains within roughly $\sim 3\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ (≈ 3 mm).

A potential contributing factor is the ULi system's spiral acquisition geometry: because the spiral radius is intentionally set to change slowly (radius-change speed 0.002 Hz) to maintain a comparable point density with the IMAGER, each epoch spans a comparatively long acquisition window, meaning that different patches are effectively observed at different times within the same epoch. In particular, Patch 4 is located closer to the spiral center and may therefore be sampled under a distinct timing and geometry condition, which could explain its intermittent deviations from the common trend. Moreover, the sequence consists of repeated start and stop acquisitions without prolonged settling or an uninterrupted continuous run. Therefore, the observed short-lived non-monotonic deviations may be consistent with start-up and re-initialization transients and momentary changes in effective observation conditions, finally superimposed on an overall time-dependent offset. It has to be mentioned that in these experiments, the spiral radius change of the ULi system was intentionally set to a quite slow value to maintain a comparable point density with the IMAGER.

5 Conclusion and outlook

This study provides a laboratory (air medium) uncertainty assessment of a special green-wavelength underwater LiDAR aka ULi system. Compared with the IMAGER used as reference sensor, the ULi system exhibits strongly non-uniform spatial sampling due to its spiral scan pattern, which must be considered when selecting evaluation patches and interpreting geometry-based metrics. Across ten repeated static scans at 2 to 5 m, plane-fit residuals remain at the millimeter level, indicating stable precision under controlled conditions. Across the usable interior of the board, the patch-wise precision is spatially homogeneous, with only slightly higher values near the outer areas, consistent with residual edge effects and local sampling or geometry differences. From 2 to 4 m the $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ level decreases (≈ 1.2 mm at 2 m and ≈ 0.9 mm at 3 m and 4 m), while at 5 m it remains similar for most patches but shows a few localized increases. The decrease of $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ with increasing distance does not indicate improved intrinsic ranging noise, largely reflects the changing point-density distribution and reduced effective board coverage at longer distances, which bias the statistics toward a smaller, centrally observed subset with more consistent point density and distribution and reduce the influences of incidence angle and sampling geometry. Repeated scans confirm high repeatability of the $\hat{\mu}_{\hat{\sigma}_j}$ estimate, although the variability increases with distance and is most challenging at 5 m.

Bias analysis based on IMAGER-referenced M3C2 distances reveals consistently negative patch-wise offsets, with typical medians in the order of sub-millimeters to about ~ 1 mm and occasional values reaching ~ 1 to 2 mm. Beyond this cross-sensor offset, the epoch-wise medians exhibit a largely coherent time-dependent evolution across all patches, punctuated by short-lived non-monotonic peaks and occasional patch-specific deviations from the overall trend. The strong inter-patch coherence indicates a dominant global, time-dependent component affecting the relative ULi to IMAGER geometry during the acquisition sequence. This behavior is probably amplified by repeated start and stop the ULi between epochs and by the slow spiral scan, which couples elapsed time with observation geometry, particularly for patches located close to the spiral center. Consequently, the offsets may be best interpreted as the ULi system's internal drift. Further experiments with continuous acquisitions and increased radius-change speed are required to reduce time-geometry coupling and to confirm the magnitude and cause of the offsets.

Future work will focus on: (i) impact of sampling density on ULi precision estimates; (ii) reduce registration error between the reference TLS and the ULi system; (iii) conduct uninterrupted continuous scans without epoch restarts and increase the radius-change speed to reduce the coupling between elapsed time and observation geometry, which may help disentangle time-dependent acquisition effects from alignment-related effects and better constrain the magnitude and origin of the observed time-dependent offsets; (iv) assess the ULi's resolution capability at 2, 3, 4 and 5 m using the Boehler star (Boehler et al. 2003). Following Schmitz et al. (2020), for each web-gap segment, the foreground and background planes are fitted, classify points into foreground/background/transition based on residual thresholds. Then projecting the points into the foreground plane, and quantifying the resolution capability as the minimum distance between the foreground and background convex hulls.

Literature

- Boehler, W., Bordas Vicent, M. & Marbs, A. (2003). Investigating Laser Scanner Accuracy. Proceedings of the XIXth CIPA Symposium, Antalya, Turkey. <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://www.cipaheritagedocumentation.org/wp-content/uploads/2018/11/Boehler-e.a.-Investigating-laser-scanner-accuracy.pdf> (Last accessed 8 Jan. 2026).
- Dewez, T. J., Girardeau-Montaut, D., Allanic, C. & Rohmer, J. (2016). Facets: A cloudcompare plugin to extract geological planes from unstructured 3d point clouds. *ISPRS International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, 41, 799-804.
- Fraunhofer IPM (2025). Inspecting underwater infrastructure. Underwater Infrastructure. 3D acquisition and monitoring of large underwater structures using LiDAR. Fraunhofer Institute for Physical Measurement Techniques IPM, Freiburg, Germany. <https://www.ipm.fraunhofer.de/en/bu/object-shape-detection/applications/underwater-laserscanning/underwater-laserscanning.html> (Last accessed 7 Jan. 2026).
- Heffner, E., Walter, A. L., Scheider, A. & Sternberg, H. (2025). Laboratory-based assessment of the Underwater Laser Scanner ULi. *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, 48, 123-129.
- Janßen, J., Medic, T., Kuhlmann, H. & Holst, C. (2019). Decreasing the uncertainty of the target center estimation at terrestrial laser scanning by choosing the best algorithm and by improving the target design. *Remote Sensing*, 11(7), 845.
- Lague, D., Brodu, N. & Leroux, J. (2013). Accurate 3D comparison of complex topography with terrestrial laser scanner: Application to the Rangitikei canyon (NZ). *ISPRS journal of photogrammetry and remote sensing*, 82, 10-26.
- Neitzel, F. (2010). Generalization of total least-squares on example of unweighted and weighted 2D similarity transformation. *Journal of Geodesy*, 84(12), 751-762.
- Petras, V., Petrasova, A., McCarter, J. B., Mitasova, H. & Meentemeyer, R. K. (2023). Point density variations in airborne LiDAR point clouds. *Sensors*, 23(3), 1593.
- Paffenholz, J.-A. & Bae, K. H. (2012). Geo-referencing point clouds with transformational and positional uncertainties. *Journal of Applied Geodesy*, 6(1).
- Schaffrin, B., Lee, I., Choi, Y. & Felus, Y. (2006). Total least-squares (TLS) for geodetic straight-line and plane adjustment. *Bollettino di geodesia e scienze affini*, 65(3), 141-168.
- Schmitz, B., Kuhlmann, H. & Holst, C. (2020). Investigating the resolution capability of terrestrial laser scanners and its impact on the effective number of measurements. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 159, 41-52.
- Werner, C. S., Gangelhoff, J., Frey, S., Steiger, D. & Reiterer, A. (2023). Development of a compact pulsed time-of-flight LiDAR platform for underwater measurements. *The International Hydrographic Review*, 29(2).
- Walter, A. L., Heffner, E., Scheider, A. & Sternberg, H. (2025). Underwater laser scanning: Evaluating the performance of ULi in laboratory environments and presenting first insights from real-world applications. *The International Hydrographic Review*, 31(1).
- Zoller+Fröhlich. (2026). Z+F IMAGER® 5016A, 3D laser scanner. <https://www.zofre.de/en/laser-scanners/3d-laser-scanner/z-f-imager-5016-1> (Last accessed 15 Jan. 2026).

Untersuchung der Messeigenschaften des Unterwasser Laserscanners ULi in unterschiedlichen Temperaturbereichen als Grundlage für kombiniertes Unterwassermonitoring

Ellen HEFFNER¹ (0000-0002-0823-0893), Clemens SEMMELROTH² (0009-0000-4718-911X) & Harald STERNBERG³ (0000-0002-1905-2287)

¹ HafenCity Universität Hamburg, ellen.heffner@hcu-hamburg.de (corresponding Author)

^{2, 3} HafenCity Universität Hamburg

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-010](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-010), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Kurzfassung

Im Bereich Deformationsmonitoring und Schadensbegutachtung gibt es bisher nur wenige Ansätze für präzise Methoden unter Wasser. Akustische Sensoren eignen sich auf Grund ihrer limitierten Auflösung im Zentimeterbereich nur für großskalige Schadensdetektionen, optische Messmethoden hingegen versprechen eine detailreichere Auflösung. Das neuartige Underwater LiDAR System ULi bietet eine aktive optische Messmethode in Form eines Unterwasser Laserscanners zur 3D-Erfassung von Unterwasserstrukturen. Mit bis zu 100.000 Messpunkten pro Sekunde ist ULi vergleichbar zu terrestrischen Laserscannern und bietet das Potenzial für hochaufgelöstes Zustandsmonitoring von z.B. Unterwasserbauwerken. Inwiefern sich ULi auch für den kombinierten Einsatz mit einem verteilten faseroptischen Messsystem (DFOS) für Deformationsmonitoring eignet, wird in diesem Beitrag untersucht.

Zu diesem Zweck werden zunächst Messungen in einer kontrollierten Laborumgebung durchgeführt, um die temperaturbedingten Messeigenschaften der Sensorik zu untersuchen. Damit verifiziert dieser Beitrag die optischen Brechungsindizes aus der Literatur anhand empirischer Untersuchungen in unterschiedlichen Temperaturbereichen für einen Unterwasser Laserscanner. Es lässt sich eine temperaturunabhängige Messpräzision in den Punktwolken im Submillimeterbereich nachweisen ($\pm 0,6$ mm), jedoch verbleibt ein temperaturbedingter Tiefenfehler im Millimeterbereich, welcher noch nicht einwandfrei erklärt werden kann. Im Anschluss wird untersucht, inwiefern ULi zur Deformationsdetektion geeignet ist. Hierzu werden flächige Messungen auf eine Hartplastikplatte durchgeführt, welche in einzelnen Schritten kontrolliert deformiert wird. Zudem wird die Messvorrichtung mit terrestrischen Scanmethoden in Ausgangs- und Deformationslage als Vergleichsmessungen erfasst. Es lassen sich in allen Temperaturzuständen eindeutig Deformationen von weniger als einem Zentimeter mit einer mittleren Genauigkeit von 0,7 mm beobachten. Somit eignet sich ULi als Sensorik für Unterwassermonitoring, insbesondere als Ergänzung zu und im kombinierten Einsatz mit kontinuierlichen Messverfahren.

2 Motivation und Zielsetzung

Das präzise und hochaufgelöste Beobachten von Wasserbauwerken wie Hafenanlagen und Brückenbauwerken ist seit Jahrzehnten Gegenstand geodätischer Forschung. Um Deformationen auch unterhalb der Wasserkante monitoren zu können, kommen dabei kontinuierliche Messverfahren wie Stangenextensometer und Inklinometer zum Einsatz. Die Hamburg Port Authority setzt zudem Inklinometerwagen ein, um die Neigungen und Verschiebungen von Stahlspundwänden präzise zu erfassen (FEINDT & JESSEN 2024). Darüber hinaus wurde eine Pilotstudie für den Einsatz von Faseroptischen Sensoren (FOS) im Hamburger Hafen vorgestellt, welche zeigt, dass FOS grundsätzlich für das Unterwassermonitoring von Kaimauern eingesetzt werden können (SCHEIDER et al. 2023). SEMMELROTH et al. (2025) entwerfen darauf aufbauend ein Messkonzept unter Einsatz eines verteilten Faseroptischen Messsystems (DFOS) mithilfe verteilter Dehnungs- und Temperaturmessung für ein Structural Health Monitoring der Kaimauern. Anstelle dieser kontinuierlichen Messmethoden kommen für räumlich hoch aufgelöste Analysen jedoch nur direkte 3D Messungen in Frage: unter Wasser werden 3D Daten mittels Fächerecholotsystemen oder mit photogrammetrischen Methoden erhoben (z.B. JOST et al. 2025). Die Verwendung von Fächerecholotsystemen eignet sich für die Detektion von vertikalen Objekten von mindestens fünf Zentimetern Größe und bieten eine Auflösung abhängig von der Aufzeichnungsentfernung von den Hafenanlagen im Zentimeter Bereich (ZHU et al. 2020). Damit können großskalige Deformationen von Wasserbauwerken im Dezimeter Bereich detektiert werden (RONDEAU & PELLETIER 2013). Eine detailreichere Auflösung versprechen hingegen optische Messmethoden, wobei die Unterwasser Photogrammetrie als passive Messmethode stark von den Sichtverhältnissen unter Wasser limitiert ist. Vielversprechend werden deshalb aktive Lasermessmethoden durch Unterwasser Laserscanner beschrieben, welche ein Präzisions- und Auflösungsvermögen im Millimeterbereich ermöglichen (z.B. WERNER et al. 2023, NIEMEYER et al. 2019).

Der vom Fraunhofer Institut für Physikalische Messtechnik (IPM) entwickelte Underwater LiDAR System ULi ist ein Unterwasser Laserscanner basierend auf der Time-of-Flight (ToF) Messmethode mittels eines grünen gepulsten Lasers. Bisherige Untersuchungen zu ULi fanden ausschließlich in Süßwasser unter verschiedenen Trübungsbedingungen statt (HEFFNER et al. 2025, WALTER et al. 2025, WERNER et al. 2023). Diese Versuche zeigten vergleichbare Punktwolken Qualitäten zu terrestrischen Laserscannern auf kurze Messdistanzen, obwohl das Medium Wasser deutliche Herausforderungen an optische Messmethoden stellt. Der Einfluss von Temperatur und Salzgehalt im Wasser wurde jedoch bis dato nicht untersucht. Um das Potential nun für Unterwassermonitoring von Bauwerken in z.B. Häfen bewerten zu können, fehlen Analysen in salzhaltigem Wasser und zu unterschiedlichen Temperaturzuständen.

Dieser Beitrag möchte einen Überblick über den Einfluss von Temperatur und Salzgehalt im Wasser auf die Messergebnisse eines Unterwasser Laserscanner geben. Dafür werden die theoretischen Brechungsindizes anhand empirischer Untersuchungen in unterschiedlichen Temperaturbereichen verifiziert und somit der Einfluss der Wassertemperatur auf die Punktwolke quantifiziert. Anschließend wird untersucht, inwiefern ULi zur Detektion von Deformationen im Millimeterbereich quer zur Objektoberfläche geeignet ist. Auf dieser Basis kann ULi auf Genauigkeit und Praktikabilität für Unterwassermonitoring bewertet werden.

3 Einfluss von Temperatur und Salzgehalt im Wasser

In der Berechnung der Punktwolke eines ToF-Lidar kommen ähnliche geometrische Modelle zum Einsatz wie in der Mehrmedienphotogrammetrie (MAAS 2014). Diese Modelle berücksichtigen die Brechung im Strahlverlauf des Laserlichts am Übergang von Luft zu Glas (im Inneren der Scanner-Einheit) und von Glas zu Wasser (bzw. dem Zielmedium). Aus der Richtungsänderung am Übergang von zwei Medien resultiert eine radiale Verzerrung der abgebildeten Punktwolke nach dem Brechungsgesetz von Snellius, falls dieser Effekt nicht mit Hilfe korrekter Brechungsindizes der jeweiligen Medien korrigiert wird. Neben der Richtung ändert sich im Wasser auch Ausbreitungsgeschwindigkeit von Laserpulsen abhängig von den Dichteigenschaften des Mediums. Generell gilt: je dichter das Medium, desto langsamer die Ausbreitungsgeschwindigkeit. Und aus einer veränderten Ausbreitungsgeschwindigkeit resultiert ein potentieller Tiefenfehler. Daher ist die Kenntnis und korrekte Anbringung der Brechungsindizes von großer Bedeutung für eine korrekt abgebildete 3D Punktwolke.

Häufig wird der Brechungsindex im Wasser mit 1,33 angegeben, daraus leitet sich mittels der Lichtgeschwindigkeit in der Luft eine Ausbreitungsgeschwindigkeit im Wasser von ca. $2,25 \cdot 10^8$ m/s ab. Der Brechungsindex im Wasser hängt aber sowohl von den Eigenschaften des Wassers (Temperatur, Salinität und Druck) als auch von der Wellenlänge des verwendeten Lasers ab. Für die Berechnung des Brechungsindex des Wassers finden sich in der Literatur empirischen Formeln. Eine gängige Berechnung erfolgt nach HÖHLE (1971):

$$n_w = 1,338 + 4 \cdot 10^{-5} \cdot (486 - \lambda - T + 0,003 \cdot D + 5 \cdot S) \quad (1)$$

mit

- n_w : Brechungsindex Wasser
- λ : Wellenlänge des Lasers in [nm]
- T : Temperatur im Wasser in [°C]
- D : Messdistanz im Wasser in [m]
- S : Salinität im Wasser in ‰

Eine neuere Modellierung des Brechungsindex im Wasser nach PARRISH (2020) bezieht in die Funktion lediglich Wellenlänge und Temperatur ein und interpoliert die Salinität linear zwischen Süßwasser und Meerwasser (Salzgehalt von 35 ‰). Die beiden empirischen Ansätze (Höhle und Parrish) unterscheiden sich für Berechnungen der Brechungsindizes eines grünen Lasers (Wellenlänge von 532 nm) bei 21 ‰ salinen Wasser in der vierten Nachkommastelle.

In wie weit sich eine Nichtberücksichtigung des Brechungsindex von Luft zu Wasser auswirkt, wird beispielhaft in Abbildung 1 dargestellt. Diese zeigt dieselbe Punktwolke im Aufriss (a) und frontal nebeneinander (b), einmal mit korrekt angebrachtem Brechungsindex (berechnet nach Formel 1) im Wasser und einmal mit falschen Brechungsindex für Luft statt für Wasser. Deutlich zeigt sich, dass einerseits ein Tiefenfehler von bis zu 35 cm in Z-Richtung auf Grund falsch angenommener Ausbreitungsgeschwindigkeit entsteht, und sich andererseits eine deutliche radiale Verzerrung vom Faktor 1,8 erkennen lässt.

Insgesamt bewirken Temperatur und Salinität bei gleichbleibender Wellenlänge signifikante Änderungen des Brechungsindex, MAAS (2014) quantifiziert diese mit 0,00004 je °C Temperatur und 0,002 je ‰ Salinität. Daraus wird ersichtlich, dass ein realistischer

Temperaturunterschied im Wasser einen wesentlich größeren Einflussfaktor darstellt als die Veränderung des Salzgehaltes (variiert im Meerwasser zwischen 10 und 35 ‰). Eine 20 °C Temperaturdifferenz im Wasser bedeutet somit eine theoretische Veränderung in der Distanzmessung im Submillimeterbereich auf einen Meter Messdistanz. Relevanter wird dies ab Messdistanzen von Zehn Metern, dann kann ein nicht korrekt angebrachter Brechungsindex sich im Millimeterbereich in der Tiefe auswirken.

Für Terrestrische Laserscanner über Wasser wurde der Einfluss von atmosphärischen Bedingungen bereits untersucht: HOLST et al. (2016) fassen zusammen, dass die atmosphärische Refraktion nur auf lange Scandistanzen über einige Hundert Meter eine signifikante Rolle spielt. FRIEDLI et al. (2019) stellten bei Messungen mit Kilometerdistanzen Abweichungen im Dezimeter Bereich auf Grund von meteorologischen Veränderungen fest. Die Einflüsse auf das jeweilige Medium und damit auf die resultierenden Messergebnisse sind also theoretisch ähnlich. Für Unterwasser Laserscanner gibt es bis dato jedoch noch keine veröffentlichten empirischen Untersuchungen zu den Einflüssen von Temperatur und Salzgehalt im Wasser.

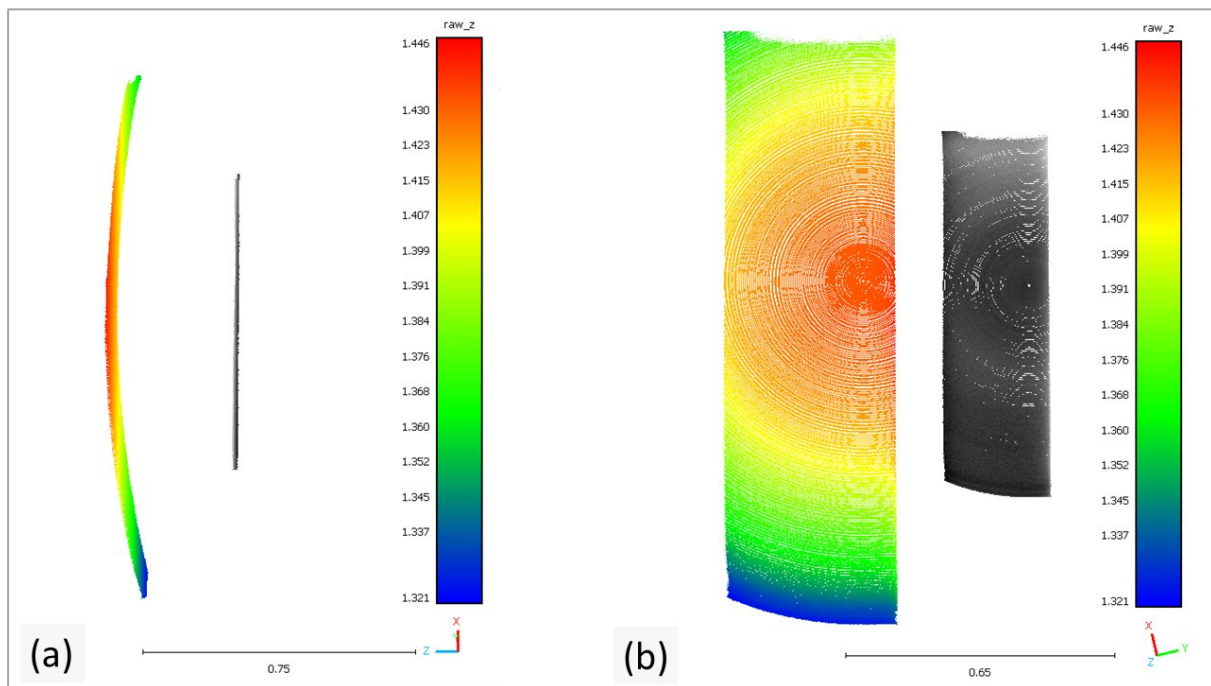


Abb. 1: Darstellung derselben unter Wasser aufgezeichneten Punktwolke auf einen Meter Messdistanz mit korrekt angebrachtem Brechungsindex im Wasser (graue Punktwolke) und mit falschem Brechungsindex von Luft statt Wasser (gefärbte Punktwolke) im Aufriss (a) zur Visualisierung des Tiefenfehlers und frontal nebeneinandergelegt (b) zur Visualisierung der radialen Verzerrung.

4 Erfassung von 3D Punktwolken einer Deformationsvorrichtung in unterschiedlichen Temperaturbereichen

Um die theoretisch beschriebenen Auswirkungen von Temperatur und Salzgehalt auf die Messeigenschaften eines Unterwasser Laserscanners zu überprüfen, werden anhand von

ermittelten Brechungsindizes unterschiedlichen Detailgrades Messungen in verschiedenen Temperaturbereichen in salzhaltigem Wasser durchgeführt.

Das Max-Planck-Institut für Meteorologie und die Forschungsgruppe Meereis des Instituts für Meereskunde der Universität Hamburg betreiben ein Eislabor mit einem Wassertank in einer Gefrierkammer. Durch Regelung der Lufttemperatur in der Gefrierkammer kann das Wasser im Tank auf unterschiedliche Temperaturen zwischen gut 20 °C und knapp unter 0 °C (abhängig von der Salinität des Wassers) gebracht werden. Der gläserne Wassertank ist 194 cm lang, 66 cm breit und zu Beginn der Experimente mit Wasser bis zu einer Höhe von etwa 93 cm gefüllt. Zwei kleine Pumpen an den unteren Seitenwänden des Tanks sorgen für eine kontinuierliche Wasserbewegung, um eine Schichtung der Wassersäule zu vermeiden. Die initiale Salinität des Wassers im Tank beträgt 21 ‰.

4.1 Verwendete Sensorik

Der Unterwasser Laserscanner ULi ist ein ToF Scanner, der mit einem grünen gepulsten Laser (Wellenlänge 532 nm) für Unterwasserabtastungen optimiert wurde. Vorangegangene Untersuchungen zeigen eine Messpräzision im Millimeterbereich und maximale Messdistanzen im Bereich der einfachen bis eineinhalbfachen Sichtweite bis maximal 19 m in klarem Wasser (HEFFNER et al. 2025). Mit einer Abtastfrequenz von bis zu 100.000 Punkten pro Sekunde und einem Sichtfeld (FoV) von 44° ermöglicht das System die Erfassung dichter Punktwolken in statischen wie dynamischen Anwendungen (FRAUNHOFER IPM 2024).

Das Laserscanmuster kann über zwei rotierende Keilprismen linear, kreisförmig oder planar zur gesamten Erfassung des FoV eingestellt werden. Der Scanner verfügt über zwei Lasermodi: Laserklasse 2M im gefilterten Modus und Laserklasse 3B im stärkeren ungefilterten Modus. Darüber hinaus kann in der starken Laserklasse noch ein Medium-Filter ausgewählt werden, der insbesondere für Messungen auf kurzen Distanzen eine Übersteuerung des Signals vorbeugt. Obwohl der Scanner für den Unterwasser Einsatz optimiert ist, kann ULi auch in der Luft messen – jedoch limitiert für kurze Zeit auf Grund der Gefahr der Überhitzung. Abbildung 2 (a) zeigt die Scaneinheit im Wassertank, Abbildung 2 (b) visualisiert den Einsatz von ULi im Geodätischen Labor der HafenCity Universität Hamburg.

Um die Temperaturen im Wassertank kontinuierlich über die Versuchsreihe zu monitoren, wurden ein T-Stick und eine Conductivity-Temperature-Depth (CTD) Sonde verwendet. Beim T-Stick handelt es sich um ein Array von 16 Temperatursensoren (Genauigkeit $\pm 0,2$ °C), welche in Zwei Zentimeter Abständen vertikal übereinander an einem Plastikstab montiert sind. Übermittelt werden die Temperaturdaten in Echtzeit über eine USB-Schnittstelle an den angeschlossenen Computer außerhalb der Gefrierkammer, gemessen wurde mit einer Frequenz von 1 Hz. Der T-Stick wurde vom Eislabor der Universität Hamburg entwickelt und für die Messungen zur Verfügung gestellt. Bei der CTD handelt es sich um eine SBE 37-SM MicroCAT, welche Leitfähigkeits- und Temperaturdaten ebenfalls in Echtzeit über eine RS-232-Schnittstelle an den Laborcomputer ausgeben kann, gemessen wurde mit einer Frequenz von 0,1 Hz. Die CTD leitet aus der Leitfähigkeit die Salinität des Wassers in ‰ ab und kann so zur Beobachtung von sowohl Salzgehalt als auch Temperatur im Wasser verwendet werden.

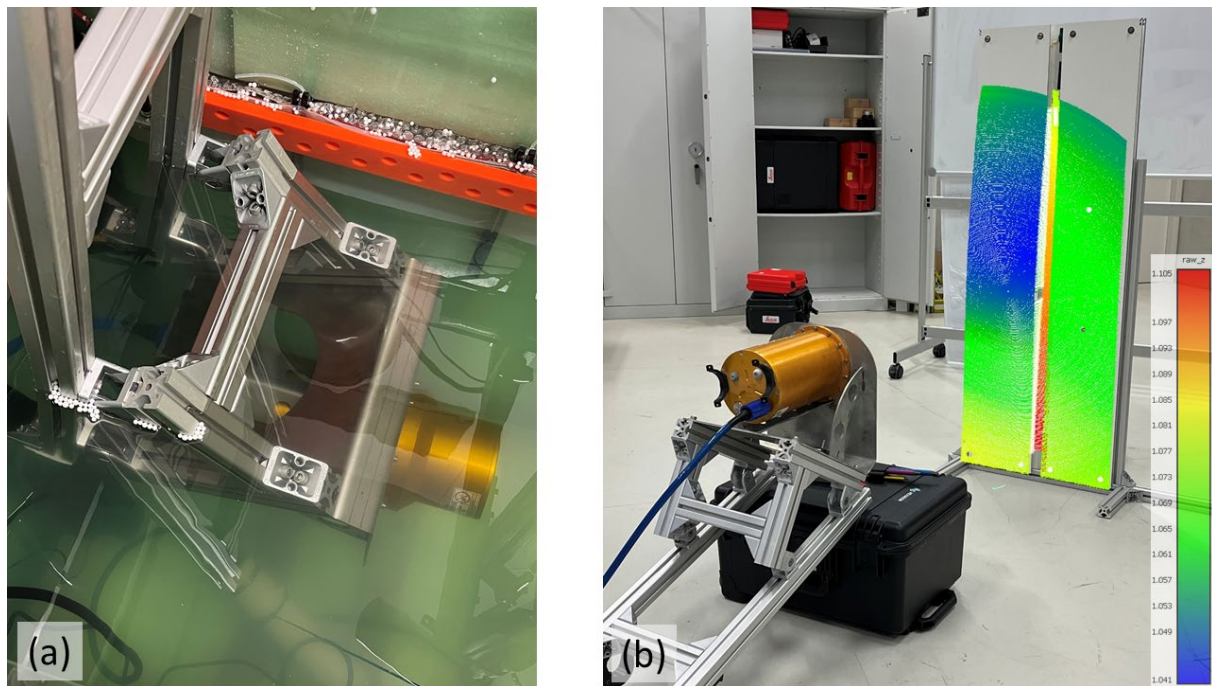


Abb. 2: Das Underwater LiDAR System ULi (a) im Wassertank des Eislabors der Universität Hamburg und (b) im Geodätischen Labor der HafenCity Universität Hamburg.

4.2 Versuchsaufbau

Zur Überprüfung der Auswirkung auf die Messeigenschaften des Unterwasser Laserscanners ULi werden Messungen in unterschiedlichen Temperaturzuständen durchgeführt. Dafür wurde ein Versuchsaufbau konzipiert, der reproduzierbar flächige Scans auf eine fixierte Vorrichtung im Wassertank mit mehreren Messepochen in Fünf Grad Schritten der Wassertemperatur ermöglicht. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3 dargestellt. ULi wurde an einer Halterung aus ITEM-Profilen an der Rückseite des Glastanks in der Gefrierkammer des Eislabors montiert. In einer Entfernung von einem Meter wurde eine Messvorrichtung bestehend aus einer 8 mm starken Rückplatte und zwei 3 mm starken Vorderplatten am Tankrand mittels Schraubzwingen fixiert. Diese Messvorrichtung ermöglicht das kontrollierte Deformieren der linken Vorderplatte durch eine von der Rückplatte durchgeschraubten Schraube, wohingegen die rechte Vorderplatte als undeformierte Kontrollplatte dient. Die Deformationsplatte ist lediglich an den Ecken der 140 cm langen und 23 cm breiten Hartplastikplatte mit Schrauben und einem Abstand von 2 cm an die Rückplatte fixiert, sodass sie sich durch die Deformationsschraube auf 70 cm Höhe in der Mitte der Platte eine maximale Deformation quer zur Objektoberfläche von 12 mm ergeben kann. Im weiteren Versuchsverlauf wurde die Schraube durch eine längere Variante ersetzt, sodass noch eine zweite Deformationsstufe von maximal 24 mm erreicht werden kann. Die Wahl des Materials fiel auf weiße Kompaktplatten, um optimale Rückstreudaten des ULi zu erzielen (Walter, 2025).

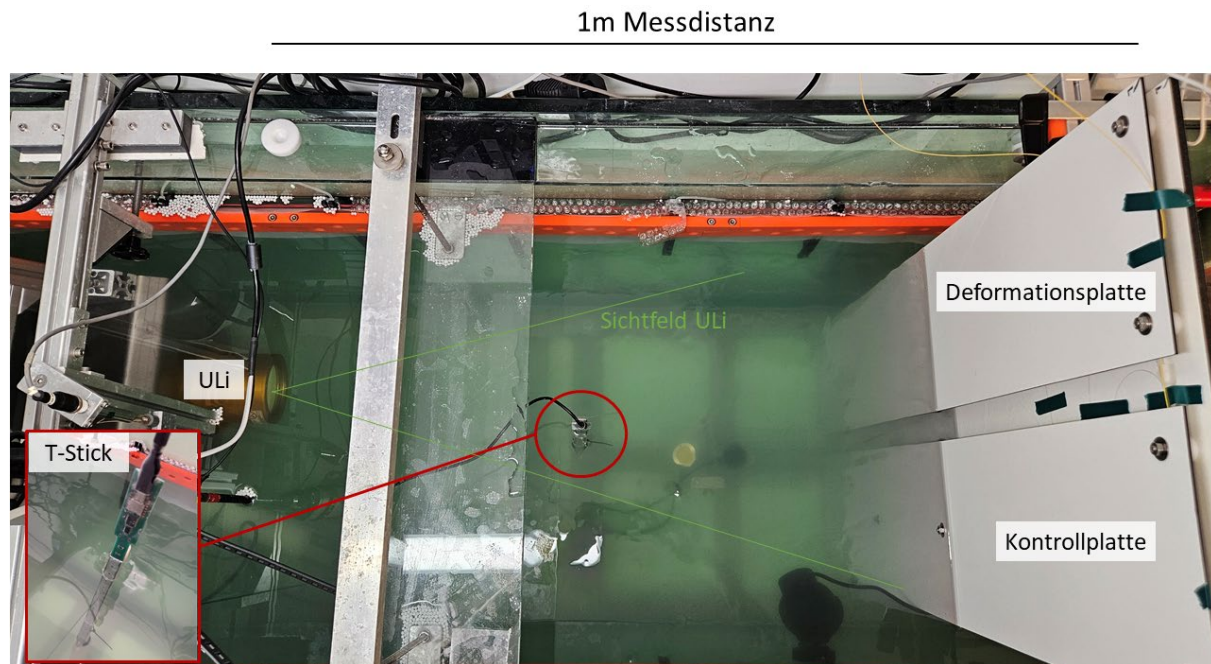


Abb. 3: Versuchsaufbau im Wassertank mit ULi, T-Stick und Messvorrichtung.

Mittig im Tank wurde der T-Stick platziert, sodass die ersten zwei Sensoren über Wasser, die anderen vertikal übereinander die Temperatur in den oberen 28 cm der Wassersäule messen. Die CTD wurde neben dem ULi in die untere Wassersäule gehängt, sodass kontinuierlich Salinität und Temperatur knapp über dem Boden des Tanks gemessen wurde.

Mit diesem Versuchsaufbau wurden insgesamt sieben Messepochen durchgeführt. Eine Messepoche besteht innerhalb eines Temperaturzustandes aus einem flächigen Scan der Messvorrichtung in Neutralstellung und einem zweiten Scan nach Deformation der Deformationsplatte. Alle hier vorgestellten Messungen erfolgten im Medium-Filter-Modus des Lasers. Es wurden folgende Messepochen während des Kühlvorgangs des Wassers hinweg aufgenommen: Ausgangsmessung (Dokumentation des Ausgangszustandes bei 19,4 °C), 20 °C Messepoche, 15 °C Messepoche, 10 °C Messepoche, 5 °C Messepoche, 0 °C Messepoche (jeweils Messungen der Neutralstellung und ersten Deformationsstufe) und eine zweite 0 °C Messepoche (Messung der Neutralstellung, ersten Deformationsstufe und zweiten Deformationsstufe).

Zudem werden nach Abschluss der Messungen im Wassertank Kontrollmessungen in der Luft im Geodätischen Labor der HafenCity Universität Hamburg durchgeführt, um einerseits die Reproduzierbarkeit der Ausgangsstellung zu kontrollieren und vor allem um mit einem Leica Absolut Scanner (LAS) AT960 Vergleichswerte für die Deformation zu ermitteln.

4.3 Auswertung der erhobenen Daten

Zuerst werden die Temperaturdaten mittels Python analysiert. Die am Laborrechner aufgezeichneten T-Stick und CTD Daten werden kontrolliert sowie Mittelwerte der Temperaturzustände zu den Zeitpunkten der Messungen berechnet. Abbildung 4 zeigt den Temperaturverlauf der Sensoren im Wasser. Deutlich zu erkennen ist, dass alle

Temperaturmessungen eng beieinander liegen und sich mit den Messungen der CTD decken. Deshalb kann von einer guten Durchmischung der Wassersäule ausgegangen werden und eine Schichtung von unterschiedlichen Temperaturbereichen im Wasser kann ausgeschlossen werden. Die Salinität des Wassers steigt leicht über den gesamten Versuchsdurchlauf um 0,15 ‰ vom Ausgangswert 21,15 ‰. Auf Basis der erhobenen Temperaturmittelwerte und der gemessenen Salinität des Wassers werden anschließend anhand Formel 1 Brechungsindizes für die jeweiligen Temperaturzustände berechnet.

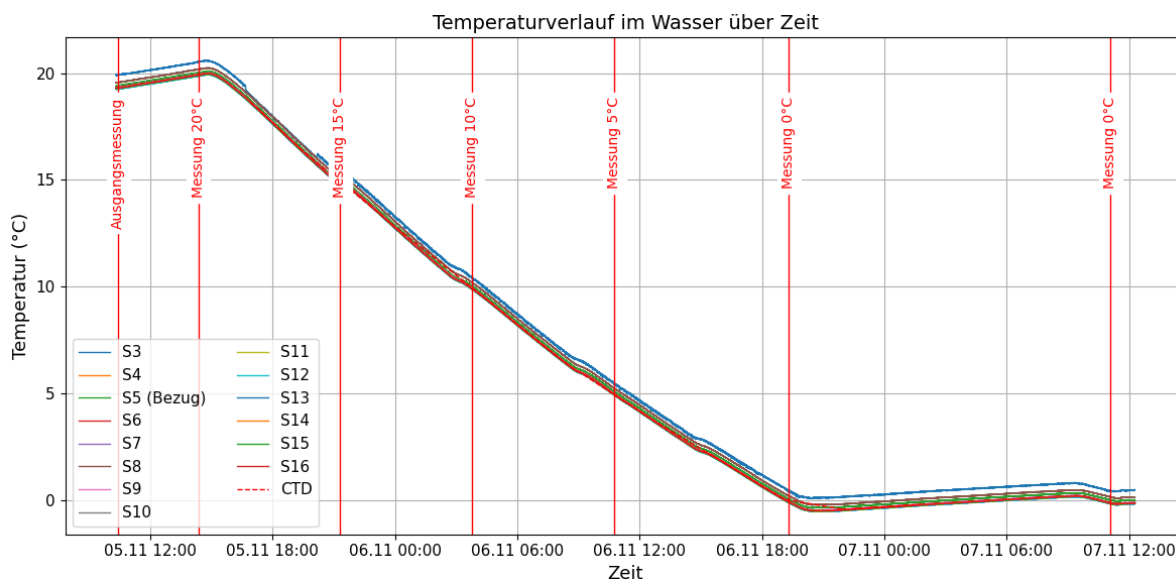


Abb. 4: Temperaturverlauf im Wasser der T-Stick Sensoren 3 bis 16 und der CTD.

Die erhobenen Scandaten werden in Pulsalyzer und CloudCompare verarbeitet. Die proprietäre Software Pulsalyzer wird verwendet, um die aufgezeichneten Rohdaten in 3D-Punktwolken umzuwandeln. In diesem Schritt werden die entsprechenden Brechungsindizes angebracht. Anschließend werden die Punktwolken exportiert und in der Open-Source-Software CloudCompare weiterverarbeitet und zu analysiert. Dort werden zuerst die einzelnen Punktwolken der Messvorrichtung segmentiert. Anschließend werden Punkte geringer Intensitäten an den Kanten der Platten und dem Abschattungsbereichen gefiltert. Das Ergebnis einer segmentierten und gefilterten Punktwolke ist in Abbildung 5 (a) zu sehen.

Für die weitere Analyse der Temperaturabhängigkeit und der Deformationen in der Versuchsvorrichtung werden zwei sechs auf sechs Zentimeter große Ausschnitte auf Höhe der maximal erwarteten Deformation auf der Deformationsplatte und äquivalent auf der Kontrollplatte ausgeschnitten (vgl. Abbildung 5 (b)). Diese Ausschnitte werden dann aus den unterschiedlichen Temperaturzuständen und Deformationsstellungen genutzt, um Abstände mittels des Cloud-to-Cloud (C2C) Verfahrens zu berechnen. Laut den Untersuchungen von HOLST (2017) ergeben sich bei Messungen mit einem Terrestrischen Laserscanner und einem ähnlichen Messaufbau mit kleinen Deformationen quer zur Objektrichtung keine Unterschiede zum Cloud-to-Mesh (C2M) Verfahren. Zur Ermittlung der Deformation innerhalb eines Temperaturzustands werden jeweils die Ausschnitte in Deformationsstellung gegen Neutralstellung verglichen. Zur Ermittlung des Verhaltens über die Temperaturbereiche hinweg, werden die Ausschnitte der einzelnen Temperaturzustände gegen die

Ausgangsmessung verglichen. Um des Streuverhalten der Punktwolken und die Messpräzision von ULi bewerten zu können werden zudem in die Ausschnitte Ausgleichsebenen eingepasst.

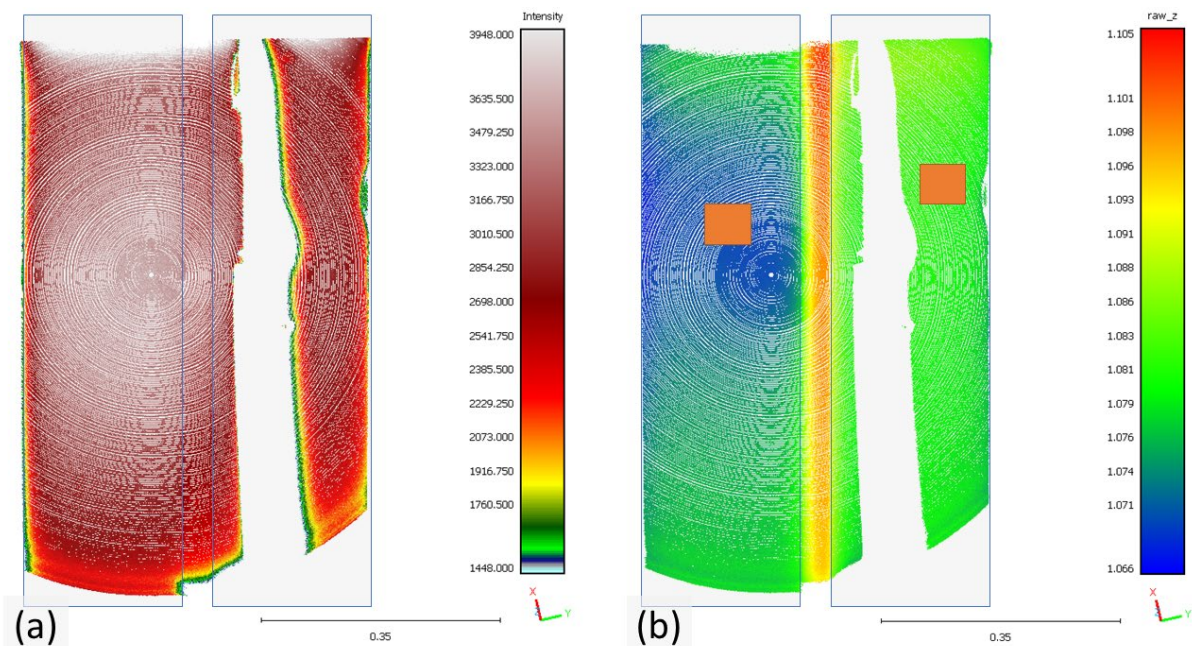


Abb. 5: 3D-Punktwolke der gescannten Deformationsvorrichtung der Ausgangsmessung nach Segmentierung und Filterung, eingefärbt (a) nach Intensität und (b) Tiefe in Z-Richtung (Scanner basiertes Koordinatensystem). Die blauen Rahmen stellen die Platten der Messeinrichtung dar. Zusätzlich sind in (b) die Lage der Vergleichspatches in orange auf der linken Deformationsplatte und der rechten Kontrollplatte visualisiert.

4.4 Ergebnisse

Die ausgewerteten Punktwolken weisen eine temperaturunabhängige gleichbleibende Qualität auf. Die Dichte der Punktwolken sind abhängig vom Abtastmuster äquivalent, es sind zudem keine Veränderungen im Rauschverhalten auf den Platten zu beobachten. Auffällig ist jedoch, dass die Messungen an der Luft deutlich besser die Kanten abbilden und unter Wasser insgesamt mehr Fehlreflexionen aus dem Medium detektiert werden. Die Messpräzision in Z-Richtung ist durch die Temperaturdifferenzen nicht beeinflusst und liegt (sowohl im Wasser als auch an der Luft) bei $\pm 0,6$ mm.

Die Deformation der linken Platte ist in allen Temperaturzuständen eindeutig detektierbar. Abbildung 6 (a) zeigt exemplarisch die Null-Grad-Messung in der zweiten Deformationsstufe. Im Aufriss in Abbildung 6 (b) sind beide Deformationsstufen vor der Neutralstellung eindeutig identifizierbar. Jedoch ist die detektierte Deformation nicht über alle Messepochen einheitlich, sie weichen sowohl vom theoretischen Soll (12 mm Erste Deformationsstufe, 24 mm zweite Deformationsstufe) als auch von den Referenzmessungen an der Luft (9,3 mm Erste Deformationsstufe, 23 mm Zweite Deformationsstufe) ab. Insbesondere die detektierten Deformationen der zweiten Deformationsstufe zeigen deutlich kürzere Distanzen (im Wasser und in der Luft). Im Mittel weichen die detektierten Deformationen der ersten Deformationsstufe um $-0,7$ mm von der Vergleichsmessung durch den LAS ab. Die

Kontrollplatte deformiert sich im Deformationszustand ebenfalls leicht in gegensätzliche Richtung, allerdings nur im Mittel 0,9 mm. Einen Überblick verschafft Abbildung 7.

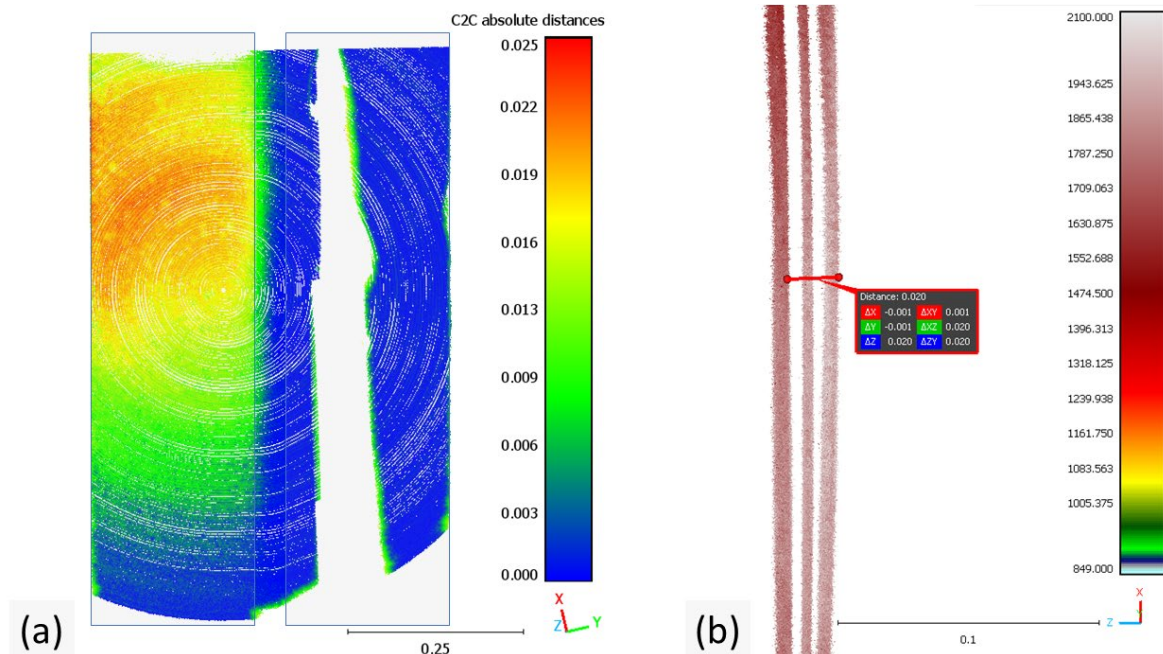


Abb. 6: 3D-Punktwolke der gescannten Deformationsvorrichtung der 0 °C Messung, (a) eingefärbt nach C2C Distanz zwischen Neutralstellung und Deformationsstellung und (b) im Aufriss eingefärbt nach Intensität mit deutlich erkennbaren Deformationen in Z-Richtung (Links: Neutralstellung, Mitte: erste Deformationsstufe, Rechts: dritte Deformationsstufe).

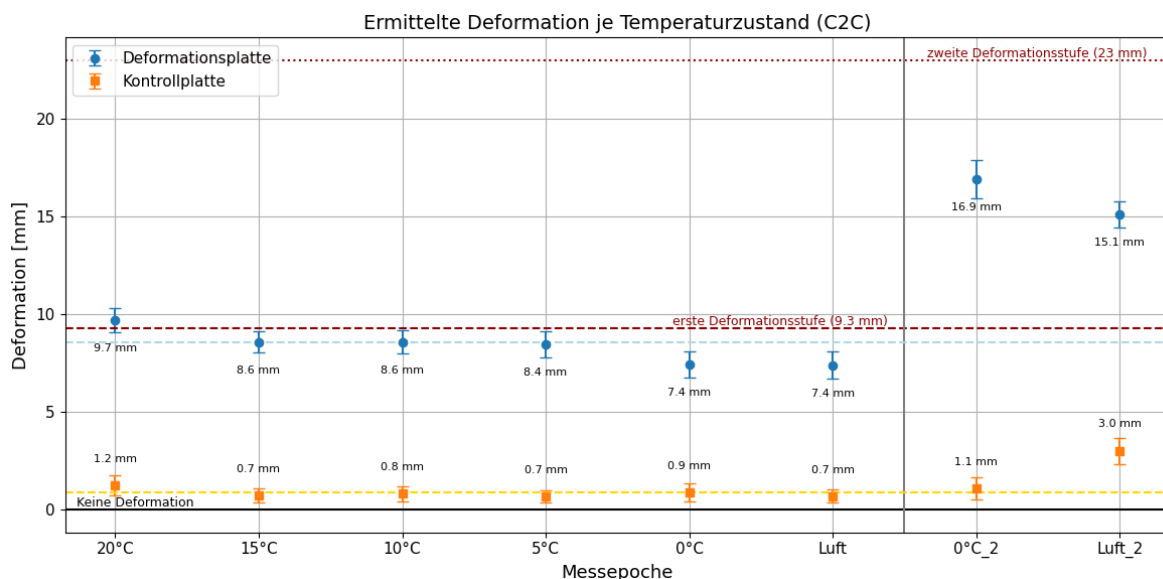


Abb. 7: Per C2C ermittelte Deformationen je Messepoche der Deformationsplatte (blau) und der Kontrollplatte (orange). Die gestrichelten Linien zeigen in dunkelrot je die Vergleichsdeformation und in der Farbe der Platten den Mittelwert der ersten Deformationsstufe. Die Fehlerbalken bilden jeweils den RMSE der ermittelten Deformationen ab.

Beim Vergleich der Scans über die verschiedenen Temperaturbereiche hinweg fallen zwei interessante Beobachtung auf: einerseits werden die ermittelten Distanzen gegenüber der Ausgangsmessung systematisch länger und zweitens spielt der Detailgrad des verwendeten Brechungsindex eine Rolle, erklärt aber nicht den zuerst beschriebenen Effekt. Es entsteht der Eindruck, als würde sich die Deformationsvorrichtung vom Scanner wegbewegen je kälter das Wasser wird. Abbildung 8 zeigt diesen linearen Effekt sowohl in der Kontrollplatte als auch in der Deformationsplatte in jeweils Neutralstellung gegenüber der Ausgangsmessung. Insgesamt werden die Messdistanzen über die Temperaturspanne von -20 °C bis zu 7 mm länger.

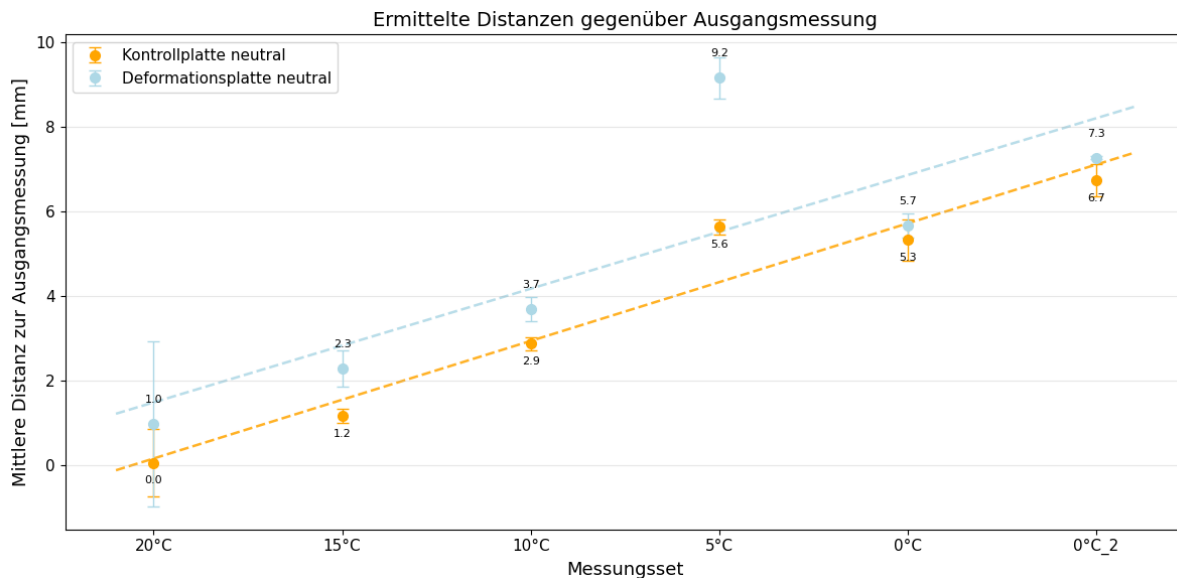


Abb. 8: Ermittelte Distanzen in Z-Richtung der Kontrollplatte (orange) und Deformationsplatte (Orange) jeweils gegenüber der Ausgangsstellung. Die Fehlerbalken bilden jeweils den RMSE der mittleren Distanzen ab.

Es werden dieselben Berechnung erneut mit einem Brechungsindex auf die vierte statt auf die zweite Nachkommastelle genau nachgerechnet, dabei fällt auf, dass dies einen Unterschied von -0,8 mm auf die bestimmten Distanzen bei -20 °C Temperaturdifferenz ausmacht. Dies bedeutet, dass ein detaillierterer Brechungsindex für beide Temperaturzustände die gemessenen Distanzen etwas verkürzt, jedoch keine mehrere Millimeter Distanzunterschied. Auf die Deformationsbestimmungen innerhalb eines Temperaturbereichs hat der Detailgrad des Brechungsindex hingegen keine Auswirkung.

5 Evaluation und Diskussion der Ergebnisse

Die ersten Genauigkeitsuntersuchungen von ULi in salzhaltigem Wasser in unterschiedlichen Temperaturbereichen zeigen deutlich, dass vergleichbare Messpräzision in den Punktwolken erzielt werden wie in den vorangegangenen Süßwasseruntersuchungen. Die Präzision in Z-Richtung ist durch die Temperaturdifferenzen nicht beeinflusst und liegt bei $\pm 0,6$ mm. Somit können die Hersteller getätigten Untersuchungen von WERNER (2023) bestätigt werden.

Die Deformationen quer zur Objektoberfläche sind eindeutig mit im Mittel unter einem Millimeter Genauigkeit detektierbar. Es fällt auf, dass je fortgeschrittener die Messungen über

den Experimentverlauf stattfinden, desto geringer werden die detektierten Deformationen. Die zweite Deformationsstufe wird von ULi weder im Wasser noch in der Luft annähernd detektiert, sondern deutlich unterschätzt.

Ein Faktor, der die abgeleiteten Deformationen beeinflusst, ist die Platzierung des Ausschnitts der Punktwolken am maximalen Deformationspunkt. Es gestaltet sich äußerst schwierig, die exakte Höhe der Deformation verursachenden Drehschraube auf der Vorderseite der Deformationsplatte zu lokalisieren, da weder Plattenfuß noch Plattenoberkante in den Unterwasserscans erfasst wurden. Der gewählte Ausschnitt wurde entsprechend der sichtbaren Verformung der Vorderplatte entlang der Z-Richtung mittig auf der Deformationsplatte platziert. Da hinterher eine kaum höhere Streuung der Ausgleichsebene im Deformationsausschnitt gegenüber der Neutralstellung oder der Kontrollplatte sowie bis auf maximal ein Grad abweichende Normalen festgestellt werden konnte, ist von einer ausreichend guten Positionierung auszugehen.

Die Beobachtung der Kontrollplatte zeigt, dass auch diese sich im Deformationszustand leicht verformt, jedoch in die gegensätzliche Richtung, im Mittel um 0,9 mm. Auch geht die Deformationsplatte nach der Verformung nicht in die exakte Neutralstellung zurück. Vergleicht man die Ebenen der Deformationsplatte mit der Kontrollplatte in Z-Richtung im jeweiligen Temperaturzustand, variieren die Plattenabstände um ± 2 mm. Dies ist jedoch in der Beurteilung der Deformationen je Temperaturzustand nicht weiter relevant, da eh pro Messepoche gegen die jeweilige Neutralstellung verglichen wird. Aus demselben Grund beeinflussen auch die beobachteten längeren Messdistanzen in kälteren Temperaturzuständen nicht die Deformationsbestimmungen, sofern die Neutralstellung, gegen welche die Deformationsstellung verglichen wird, im selben Temperaturzustand aufgezeichnet wird.

Für den beobachteten Effekt der bis zu 7 mm längeren Messdistanzen in 20 °C kälterem Wasser gibt es bisher noch keine eindeutige Erklärung. Es können jedoch folgende Einflussfaktoren als mögliche Gründe ausgeschlossen werden:

- Bewegung des Sensors (fixierte Halterung an Tankrückwand)
- Unzureichende Akklimatisierung des Sensors bzw. Effekte auf Grund von Warmlaufen der Scanvorrichtung (Sensor befand sich durchgängig im Wasser, es wurden in jedem Temperaturzustand vorab andere Messungen durchgeführt)
- Verformung der Halterung auf Grund des Temperaturunterschieds (Edelstahl Dehnungskoeffizient verursacht über 20 °C Temperaturdifferenz lediglich eine Verformung im Submillimeter Bereich)
- Verformung der Deformationsvorrichtung auf Grund des Temperaturunterschieds (das Material ist laut Hersteller temperaturbeständig, zudem wäre eine 7 mm Verformung bei einer 3 mm Platte aufgefallen)

Nicht gänzlich auszuschließen ist eine Bewegung der Deformationsvorrichtung durch das manuelle Schrauben der Deformationsschraube von der Rückplatte gegen die dünnere Vorderplatte. Die klar linear zunehmende Entfernung statt eines unregelmäßigen Verhaltens spricht jedoch dagegen. Eine Verkipfung der Deformationsvorrichtung ist nach Analyse der Punktwolken auszuschließen.

Ebenfalls gänzlich auszuschließen ist eine unzureichende Anbringung des Brechungsindizes. Tatsächlich ist die Annahme, der 20 °C Temperaturunterschied begründet direkt die 6 mm gemessener Entfernungsunterschied, verlockend, aber nicht ausreichend. Zwar passt die Richtung überein (in kälterem Wasser wird die Ausbreitungsgeschwindigkeit im Vergleich überschätzt, wodurch längere Entfernungen als in Realität abgeleitet werden), aber keine der Modelle zur Berechnung von Brechungsindizes erlaubt einen derart großen Betrag bei gleichbleibender Salinität. Wie in Kapitel 3 theoretisch erläutert und in Kapitel 4 demonstriert, verursacht eine 20 °C Temperaturdifferenz und die damit einhergehende Änderung der Brechungsindizes auf einen Meter Messdistanz lediglich einen Distanzunterschied im Submillimeterbereich. Um einen Distanzunterschied von 7 mm zu verursachen, müsste sich der Brechungsindex von 1,34 auf 1,33 reduzieren, was dem Süßwasser statt Salzwasser Brechungsindex entspräche. Da fast alle anderen Faktoren wie dargestellt ausgeschlossen werden können, liegt die Vermutung nahe, dass der temperaturbedingte Tiefenfehler mit sensorinternen Prozessen zu tun hat und bleibt somit Gegenstand für weitere Folgeuntersuchungen.

6 Schlussfolgerungen und Ausblick für kombiniertes Unterwassermonitoring

Der Unterwasser Laserscanner ULi ist geeignet zur Detektion von Deformationen geringer als ein Zentimeter quer zur Objektoberfläche mit im Mittel unter einem Millimeter Genauigkeit. Damit ist er sehr gut geeignet für flächige 3D Aufzeichnung von Oberflächen unter Wasser, die einer Verformung ausgesetzt werden. Zu beachten gilt dabei jedoch, dass unterschiedliche Temperatur und Salzgehalt des Wassers einen quantifizierbaren Einfluss auf das Messergebnis haben. Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass eine genaue Kenntnis der Temperatur und der Salinität des Wasser Voraussetzung für die Berechnung des Brechungsindex ist. Wenngleich der Brechungsindex von 1,34 eine gute Annahme für den Temperaturbereich von 20 °C und 21 ‰ darstellt, zeigen die Ergebnisse, dass die Verwendung des Brechungsindex bis auf die vierte Nachkommastelle einen Einfluss im Submillimeterbereich auf einen Meter Messdistanz ausmacht. Folglich sind auf zehn Meter Messdistanz bereits Auswirkungen im Millimeterbereich zu erwarten. Deshalb empfiehlt sich in jedem Fall eine exakte Berechnung und Anbringung des Brechungsindex, insbesondere wenn Messungen aus verschiedenen Temperaturbereichen miteinander verglichen werden sollen bzw. Messepochen von Objekten in unterschiedlichen Wasserbedingungen gemessen werden. Darüber hinaus müssen weitere Untersuchungen zu dem identifizierten Tiefenfehler von 7 mm in kälteren Temperaturbereichen vorgenommen werden.

Diese Schlussfolgerung zeigt aber bereits das hohe Potential eines Unterwasser Laserscanners für Unterwassermonitoring Aufgaben. Im Vergleich zu den bisherigen Messmethoden zur Überwachung von Wasserbauwerken bietet ULi eine hohe räumliche Auflösung (abhängig von Scanmuster und Messdistanz) und eine Präzision im Submillimeterbereich unter Berücksichtigung korrekter Temperatur und Salzgehaltkorrektur. Dies hebt ihn deutlich über die traditionellen akustischen 3D Messverfahren unter Wasser. Limitiert ist ULi im Vergleich zu verbauter Sensorik jedoch mit Blick auf die Kontinuität der Überwachung. Während z.B. verbaute Lichtwellenleiter eine kontinuierliche Überwachung einer Kaimauer ermöglichen

würden, erhebt ULi diskrete Messungen von Einzelzuständen mit einem jeweils deutlich erhöhten Mobilisierungsaufwand. Deshalb ist vor allem ein kombinierter Einsatz denkbar, wo mit kontinuierlichen Messmethoden (z.B. DFOS) kritische Deformationsbereiche eines Unterwasserbauwerks identifiziert werden können und anschließend mit hochauflösender 3D Sensorik wie einem Unterwasser Laserscanner die tatsächliche Deformation detektiert werden kann.

7 Danksagungen

Unser Dank gilt dem Team des Eislabors der Universität Hamburg. Wir bedanken uns, dass ihr uns für eine ganze Woche euer Labor und Teile eurer Sensorik zur Verfügung gestellt habt. Insbesondere möchten wir uns bei Niels Fuchs und Lea Nupnau bedanken für die Einführung, den immer herzlichen Austausch und die Hilfestellungen auf dem Weg zur Versuchsreihe.

Literatur

- FEINDT, F. & JESSEN, I. (2024): Anwendung und Erfahrungen mit der Nachrechnungsrichtlinie der Hamburger Hafenbehörde für Kaimauern und Uferwände. In: Der Prüfenieur, 64, S. 67-73.
- FRAUNHOFER IPM (2024): Underwater LiDAR System. Optical inspection of underwater infrastructure. <https://www.ipm.fraunhofer.de/content/dam/ipm/en/PDFs/product-information/OF/AUS/Underwater-LiDAR-ULi.pdf> (08.01.2026).
- FRIEDLI, E., PRESL, R. & WIESER, A. (2019): Influence of atmospheric refraction on terrestrial laser scanning at long range. In: Proceedings of the 4th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), Athens, Greece, S. 15-17.
- HEFFNER, E., WALTER, A. L., SCHEIDER, A. & STERNBERG, H. (2025): Laboratory-based assessment of the Underwater Laser Scanner ULi. In: The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, 48, S. 123-129.
- HOLST, C., NEUNER, H., WIESER, A., WUNDERLICH, T. & KUHLMANN, H. (2016): Calibration of terrestrial laser scanners. In: Allgemeine Vermessungs-Nachrichten (AVN), 123 (6), S. 147-157.
- HOLST, C., SCHMITZ, B. & KUHLMANN, H. (2017): Investigating the applicability of standard software packages for laser scanner based deformation analyses. In: Proceedings of the FIG working week, May 29–June 2, 2017, Helsinki, Finland.
- HÖHLE, J. (1971): Zur Theorie und Praxis der Unterwasser-Photogrammetrie. In: Schriften der DGK, Reihe C, 163.
- JOST, B., HOLSTE, K. & HESSE, C. (2025): Digital twins for the sustainable maintenance of ageing waterway infrastructure, In: Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci., XLVIII-2/W10-2025, S. 147–153.
- MAAS, H. G. (2014). Geometrische Modelle der Mehrmedienphotogrammetrie. In: Allgemeine Vermessungs-Nachrichten (AVN), 121, S. 112-116.
- NIEMEYER, F., DOLEREIT, T., NEUMANN, M., ALBIEZ, J., VAHL, M. & GEIST, M. (2019): Untersuchungen von optischen Scansystemen zur geometrischen Erfassung von Unterwasserstrukturen. In: Hydrographische Nachrichten, 113, S. 16-25.

- PARRISH, C. (2020): Index of Refraction of Seawater and Freshwater as a Function of Wavelength and Temperature. <https://research.engr.oregonstate.edu/parrish/index-refraction-seawater-and-freshwater-function-wavelength-and-temperature> (08.01.2026)
- RONDEAU, M. & PELLETIER, F. (2013): Using integrated technology to inspect quay walls. In: Port Technology International, 1-2, S. 33-34.
- SCHEIDER, A., BARNEFSKE, E. & STERNBERG, H. (2023): FOS-based Monitoring of underwater port structures. In: Proceedings of the FIG Working Week 2023, 28 May –1 June, 2023, Orlando, Florida, USA.
- SEMMELOTH, C., SCHEIDER, A. & STERNBERG, H. (2025): Faseroptische Sensorik im hafenwirtschaftlichen Monitoring: Überblick, Erfahrungen und zukünftige Anwendungsgebiete. In: WEINOLD, T. (Hrsg.): 23. Internationale Geodätische Woche Obergurgl 2025, S. 109-119.
- WALTER, A. L., HEFFNER, E., SCHEIDER, A. & STERNBERG, H. (2025): Underwater Laser Scanning: Integration and Testing in different environments. In: Proceedings of the FIG Working Week 2025, April 6 – April 10, 2025, Brisbane, Australia.
- WERNER, C. S., GANGELHOFF, J., FREY, S., STEIGER, D. & REITERER, A. (2023). Development of a compact pulsed time-of-flight LiDAR platform for underwater measurements. In: The International Hydrographic Review, 29(2), S. 200-207.
- ZHU, R.-H., ZHENG, J.-H., ZHANG, J.-B., WANG, H.-K., LI, T.-F. & LIU, R.-L (2020): Application of the sonar detection technique to inspection of vertical quay wall. In: MALVÁREZ, G. & NAVAS, F. (Hrsg.): Global Coastal Issues of 2020. Journal of Coastal Research, 95, S. 325-329.

Analyse systematischer TLS-Messabweichungen bei der Erfassung natürlicher Oberflächen

Jan RABOLD¹ ([ORCID](#)), Lars WERNY¹ & Corinna HARMENING¹ ([ORCID](#))

¹ Karlsruher Institut für Technologie – Geodätisches Institut, rabold@kit.edu (corresponding Author)

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-011](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-011), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Motivation und Zielsetzung

1.1 Terrestrisches Laserscanning in der Ingenieurgeodäsie

Das Terrestrische Laserscanning hat sich als Messverfahren in der Ingenieurgeodäsie durchgesetzt. Aufgrund der zeiteffizienten, non-taktilen und hochaufgelösten 3D-Datenerfassung wird TLS sowohl in klassischen ingenieurgeodätischen Anwendungen, etwa im Structural Health Monitoring, als auch bei der Bearbeitung geowissenschaftlicher Fragestellungen eingesetzt (Lipkowski et al. 2019; Teng et al. 2022). Spezielles Interesse fällt dabei auf die Erfassung und Analyse geomorphologischer Prozesse wie Erosion, Sedimentumlagerungen oder die Ableitung von Oberflächenrauheiten natürlicher Böden (Eltner 2013; Kenner et al. 2014; Harmening et al. 2022; Czerwonka-Schröder et al. 2025).

Insbesondere im Kontext der Erfassung natürlicher Oberflächen mit TLS ist dabei mit systematischen Messabweichungen zu rechnen; so können bspw. materialabhängige Effekte sowie die Interaktion zwischen Laserstrahl und Objektoberfläche zu systematischen Distanzabweichungen führen (Linzer et al. 2022). Weiterhin spielt die Größe des Laserfootprints eine zentrale Rolle, denn die resultierende Entfernung bei der reflektorlosen Distanzmessung repräsentiert nicht einen diskreten Punkt, sondern ein intensitätsgewichtetes Mittel innerhalb des Footprints. Treten innerhalb des Footprints Höhenunterschiede auf, wie das bei natürlichen rauen Oberflächenflächen der Fall ist, kann dies zu Glättungseffekten führen (Brown et al. 2013; Wieser et al. 2019). Frühere Untersuchungen zeigen, dass TLS vornehmlich für die Erfassung von Rauheitsstrukturen im Zentimeterbereich geeignet ist, da der Einfluss des Laserfootprints bei zunehmender Feinheit der untersuchten Strukturen zu deutlichen Glättungseffekten führt (Milenković et al. 2015). Weisen natürliche Oberflächen eine variierende Kornstruktur sowie diffuse Reflexion auf, können diese Effekte zu einer systematischen Unterschätzung der Oberflächenrauheit führen (Linzer et al. 2022).

1.2 Forschungsfragen und Struktur des Papers

Im Fokus der Arbeit stehen zwei Fragestellungen: Zum einen wird analysiert, wie sich die Größe des Laserfootprints auf die erfassbaren Rauheitsstrukturen unterschiedlicher Bodenproben auswirkt. Zum anderen wird die Leistungsfähigkeit verschiedener TLS-Systeme mit unterschiedlich umgesetzten Streckenmessverfahren hinsichtlich der Abbildung feiner

Oberflächenstrukturen untersucht. Die Analyse erfolgt durch einen qualifizierten Vergleich von TLS-Daten mit hochauflösenden Referenzmessungen eines industriellen Lichtschnittsystems unter kontrollierten Laborbedingungen. Ziel ist es, die beobachteten Abweichungen mit relevanten Bodeneigenschaften sowie instrumentellen Parametern in Beziehung zu setzen und daraus Erkenntnisse für die TLS-basierte Erfassung natürlicher Oberflächen abzuleiten.

Kapitel 2 führt in die theoretischen Grundlagen ein und beleuchtet dabei insbesondere die Rolle des Footprints. Kapitel 3 gibt einen Überblick über den Versuchsaufbau und die eingesetzten Messsysteme. In Kapitel 4 wird die Weiterverarbeitung und Auswertung der erfassten Messdaten ausgeführt. Anschließend gehen Kapitel 5 und Kapitel 6 näher auf die Ergebnisse ein und diskutieren diese kritisch. In Kapitel 7 folgt eine Schlussfolgerung sowie ein Ausblick auf weitere Arbeiten.

2 Theoretische Grundlagen

Die Erfassung natürlicher Oberflächen mit terrestrischen Laserscannern unterliegt systematischen Einflüssen, welche einerseits aus dem zugrundeliegenden Messverfahren und andererseits aus der Wechselwirkung zwischen Laserstrahl und Objektoberfläche resultieren (Schwarz 2018; Wieser et al. 2019). Die in TLS eingesetzten elektrooptischen Distanzmessverfahren unterscheiden sich hinsichtlich Reichweite, Messrauschen und Signalverarbeitung (Joeckel et al. 2008; Möser 2000).

2.1 TLS-Distanzmessverfahren

Charakteristisch für das Phasenvergleichsverfahren ist die vergleichsweise hohe Messgenauigkeit und der vergleichsweise kleine Footprint (Joeckel et al. 2008; Zoller+Fröhlich 2024). Scanner, die auf Grundlage des Impulslaufzeitverfahrens arbeiten, erzielen größere Reichweiten und höhere Messgeschwindigkeiten bei gleichzeitig erhöhtem Messrauschen (Riegl 2024). Systeme, die auf Leicas Waveform Digitizing Technologie basieren, messen die Distanz grundsätzlich mit dem Impulslaufzeitverfahren, akkumulieren aber über die Dauer der Messung viele Pulse, um das Signal-Rausch-Verhältnis zu verbessern. Um resultierende Mehrdeutigkeiten aufzulösen wird – analog zum Phasenvergleichsverfahren – mit verschiedenen Messfrequenzen gearbeitet (Leica Geosystems 2014).

2.2 Footprinteigenschaften

Als zentraler Einflussfaktor auf die Abbildung von Feinstrukturen lässt sich der Laserfootprint identifizieren, welcher sich aus den Strahlparametern des Instruments und der Messdistanz ergibt. Nach Eichler et al. (2004) ist der Gauß-Strahl (vgl. Abb. 1) eine häufig herangezogene Modellierung des TLS-Laserstrahls. Unter Berücksichtigung der Strahldivergenz θ im Fernfeld, der Wellenlänge λ und des Strahltaillendurchmessers $d_0 = 2w_0$ ist die entfernungsabhängige Modellierung des Footprints möglich. Der Strahlradius $w(z)$ in Ausbreitungsrichtung z in Abhängigkeit der Wellenlänge λ unter Berücksichtigung des Strahltaillenradius w_0 berechnet sich nach Wieser et al. (2019) zu:

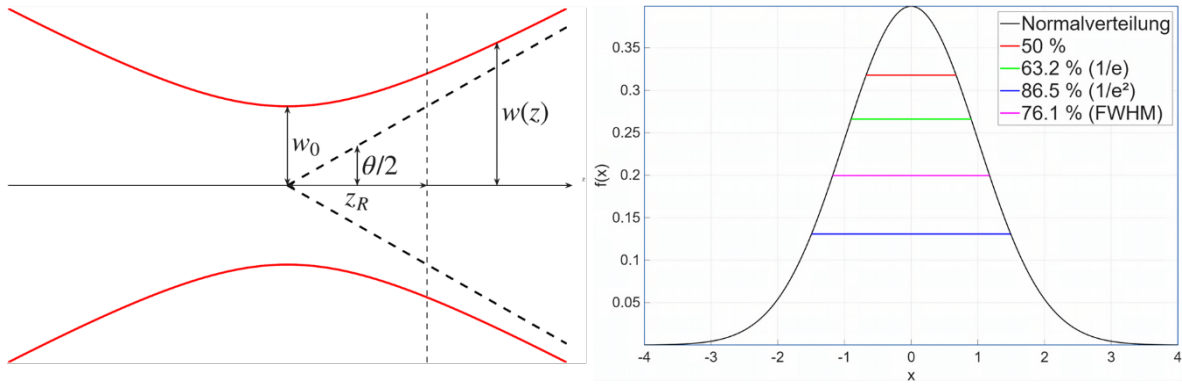


Abb. 1: Schematische Darstellung eines Gauß-Strahls (links) sowie Darstellung der Definitionen des Strahldurchmessers (rechts) (eigene Grafik nach Self 1983; Werny 2025).

$$w(z) = w_0 \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda z}{4\pi w_0^2} \right)^2} \quad \text{mit} \quad \frac{\lambda}{\pi w_0} = \theta. \quad (1)$$

Der Bereich, in welchem der Laserstrahl aus dem Nahfeld ins Fernfeld übergeht, wird als Rayleighlänge z_R bezeichnet. Sie definiert den Abstand von der Strahltaile, an dem der Strahldurchmesser um $\sqrt{2}$ vergrößert ist. Für deutlich größere Abstände stellt sich für den Strahldurchmesser ein linearer Zusammenhang in Abhängigkeit des Strahldivergenzwinkels ein (Eichler et al. 2004). Hinsichtlich der Definition des Strahldurchmessers und damit des Footprints existiert keine eindeutige Vorgabe. Es ist sinnvoll den Bereich so zu wählen, dass die Energie außerhalb des Footprints vernachlässigbar ist. Da die rückgestreute Energie nicht ausschließlich von der Strahlgeometrie, sondern auch von der Reflektanz der Objektoberfläche abhängt (Wieser et al. 2019), haben sich bei Instrumentenherstellern unterschiedliche Definitionen für den Strahldurchmesser bzw. den Footprint durchgesetzt (vgl. Abb. 1, rechts). Die Angabe *Full Width at Half Maximum (FWHM)* definiert den Schwellwert an der Stelle, an welcher die Intensität die Hälfte ihres Maximums beträgt. Die Bezeichnung *Full Width Half Power* definiert einen Bereich innerhalb dessen 50% der Energie liegt. Die Definitionen $1/e$ und $1/e^2$ repräsentieren die Bereiche, in denen 63% bzw. 86% der Energie innerhalb des spezifizierten Strahldurchmessers liegen.

Die mit Hilfe des Laserstrahls ermittelte Distanz repräsentiert keine punktbezogene Distanz, sondern resultiert aus einer intensitätsgewichteten Mittelbildung aller innerhalb des Footprints liegenden Rückstreuungen (Wieser et al. 2019). Inhomogenitäten der Oberfläche innerhalb des Footprints führen zu Distanzmessungsabweichungen gegenüber der Strahlmitte und somit zu einer Mittelbildung, die nicht die exakte Struktur der abgetasteten Oberfläche widerspiegelt. Besonders Strukturen, deren charakteristische Größe kleiner oder vergleichbar mit dem Footprintdurchmesser sind, werden fehlerhaft abgebildet.

2.3 Algorithmische Grundlagen

Die Detailuntersuchung lokaler Rauheitsstrukturen und systematischer Distanzabweichungen basiert unter anderem auf Berechnungen nach dem Multiscale Model to Model Cloud Comparison (M3C2)-Algorithmus (Lague et al. 2013). Der Algorithmus ermöglicht eine

normalenbasierte Distanzmessung zwischen zwei Punktwolken und berücksichtigt explizit die lokale Rauheit der Oberflächen.

Die Berechnungen erfolgen auf Basis sogenannter *Core Points* i , in denen jeweils ein lokaler Normalenvektor berechnet wird (Lague et al., 2013). Die Größe der dafür herangezogenen Nachbarschaft wird durch den Parameter *Normal Scale* D definiert. Bei der Berechnung wird die Standardabweichung $\sigma_i(D)$ der lokalen Nachbarpunkte zur geschätzten Ebene bestimmt. Diese Standardabweichung stellt ein lokales Maß für die Rauheit dar. Basierend auf dem berechneten Normalenvektor wird ein Zylinder mit dem Durchmesser d , der *Projection Scale*, konstruiert. Der Zylinder schneidet beide Punktwolken und definiert dadurch zwei Punktmengen, welche auf die Achse des Zylinders abgebildet werden. Die Mittelwerte i_1 und i_2 der beiden projizierten Verteilungen stellen die Durchschnittspositionen der Punktmengen entlang der Normalenrichtung dar. Die zugehörigen Standardabweichungen $\sigma_i(d)$ repräsentieren eine Schätzung der lokalen Rauheit entlang der Normalenrichtung. Aus den beiden Mittelwerten der projizierten Verteilungen lässt sich die lokale Distanz $L_{M3C2}(i)$ der betrachteten Punktwolken bestimmen. Beide Parameter d und D sind vom Anwender geschickt zu wählen. (Lague et al., 2013)

3 Versuchsaufbau und Datenerfassung

Die Untersuchungen erfolgen unter kontrollierten Laborbedingungen, um atmosphärische Einflüsse zu minimieren. Ziel ist es, systematische Messabweichungen gezielt in Abhängigkeit von Footprintgröße, Messverfahren und Oberflächenrauheit zu analysieren.

3.1 Untersuchte Bodenproben und Messaufbau

Als Untersuchungsobjekte dienen die in Abbildung 2 aufgeführten repräsentativen Bodenproben: eine feinkörnige sandige Probe mit geringen Verklumpungen im Bereich von 0,5 cm, eine mittelkörnige lehmhaltige Bodenprobe mit Rauheitsstrukturen im Bereich 0,5-2 cm sowie eine Grobkiesprobe mit Korngrößen zwischen 1,5-12 cm. Die Proben decken ein Spektrum von Rauheitsstrukturen von wenigen Millimetern bis in den zweistelligen Zentimeterbereich ab und ermöglichen so die Analyse auftretender Footprint-bedingter Effekte.

Um geometrische Einflüsse zu minimieren, werden alle Scans von einem konstanten Instrumentenstandpunkt in ca. 3 m Entfernung zur Probe durchgeführt. Wie in Abbildung 2, rechts, erkennbar, werden die Proben in Plastikcontainern aus der Horizontalen verkippt aufgebaut, um einen nahezu orthogonalen Einfallswinkel sicherzustellen.



Abb. 2: Ausgewählte Bodenproben. V.l.n.r. feinkörnige Probe, mittelkörnige Probe grobkörnige Probe, Realisierung eines möglichst orthogonalen Auftreffwinkels (Fotos: Werny, Rabold).

3.2 Eingesetzte Messsysteme

Die Erfassung der Proben erfolgt mit den in Tabelle 1 aufgeführten drei Systemen. Zum Einsatz kommen ein Z+F Imager 5016, ein Riegl VZ-2000i sowie eine scannende Totalstation Leica MS60. Die Systeme spiegeln dabei die typischerweise in der Ingenieurgeodäsie eingesetzten Distanzmessverfahren wider und unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Strahldurchmesser sowie dem Messrauschen. Die abzubildenden Rauheitsstrukturen bewegen sich zwischen wenigen Millimetern und wenigen Zentimetern. Diese Größen tragen maßgeblich zur Auswahl der Scanauflösung der Instrumente bei (vgl. Brown et al. 2013). In der Studie erfolgen die Scans mit einem Punktabstand von 1 mm, 5 mm und 10 mm, um den Einfluss der Abtastdichte in Relation zur Footprintgröße zu untersuchen. Die höchste Auflösung liegt dabei unterhalb des jeweiligen Footprintdurchmessers, während die geringeren Auflösungen in der Größenordnung des Footprints rangieren oder diesen überschreiten.

Zusätzlich werden die Proben mit einem hochauflösenden Referenzsystem bestehend aus einem taktilen Gelenkmessarm Nikon-Metris MCA II und einem Lichtschnittscanner Nikon MMDx100 erfasst. Der Scanner erreicht eine Messgenauigkeit von 10 μm bei einer maximalen Datenrate von 150 Hz (Nikon Metrology 2014).

Tabelle 1: Eingesetzte Instrumente und deren für die Studie relevante Kenngrößen (Zoller+Fröhlich 2024; Riegl 2024; Leica Geosystems 2024; Nikon Metrology 2014).

Instrument	Messverfahren	λ in nm	θ in mrad	Messrauschen Nahfeld in mm	Footprint \varnothing @3m in mm
Z+F Imager 5016	Phasenvergleich	1500	0,6	0,2 bis 0,3	3,4 ($1/e^2$)
Riegl VZ-2000i	Impulslaufzeit	1532	0,27	3,0	7,2 ($1/e^2$)
Leica MS60	Waveform-Digitizing	658	0,4 (x) 0,16 (y)	0,4 bis 2,0	5,2 (x) ($1/e$) 2,2 (y) ($1/e$)
Nikon MMDx100	Lichtschnitt	660&635	-	-	-

4 Datenverarbeitung und Analysemethodik

Die Auf- und Weiterverarbeitung der TLS-Daten zielt darauf ab, systematische Messabweichungen und Rauheitsdifferenzen zwischen den TLS-Punktwolken und den Referenzpunktwolken reproduzierbar und quantitativ zu erfassen. Sie umfasst die Registrierung und Segmentierung sowie die Ableitung lokaler und globaler Rauheitsmaße.

4.1 Registrierung und Segmentierung der Punktwolken

Die Registrierung der TLS-Daten erfolgt zielzeichenbasiert in den herstellereigenen Softwarelösungen und stellt sicher, dass allen Punktwolken ein einheitliches Koordinatensystem zugrunde liegt. Im Anschluss an die Registrierung erfolgt die Segmentierung der Punktwolken auf die jeweiligen Bodenproben. Ziel ist es, irrelevante oder verschattete Bereiche und artefaktbehaftete Punkte zu entfernen, um eine konsistente Grundlage für die Rauheitsanalyse zu schaffen. Wie in Abbildung 3 dargestellt, weist beispielsweise die Referenzpunktwolke der feinsandigen Bodenprobe Lücken auf den Vorder-

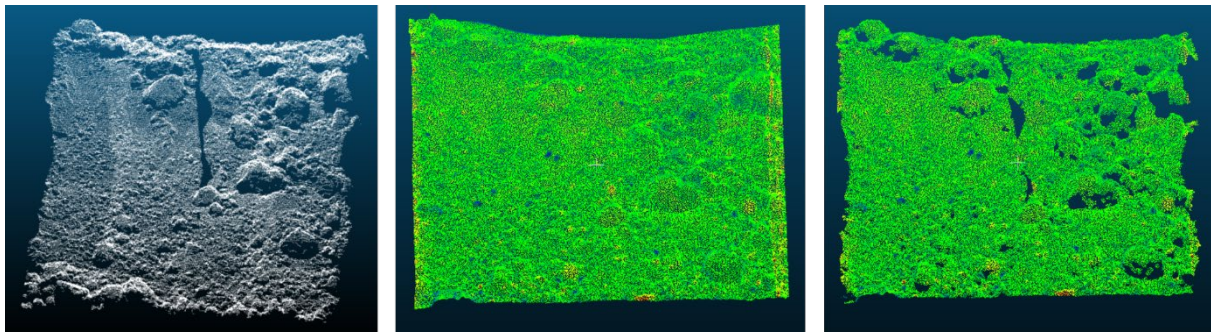


Abb. 3: Segmentierung der Punktwolken. Abgebildet sind die Punktwolken der feinsandigen Probe. Links: segmentierte Referenzpunktwolke, Mitte: unveränderte Punktwolke des Z+F Imager 5016, rechts: segmentierte Punktwolke des Z+F Imager 5016 (Werny 2025).

seiten gescannter grober Rauheitsstrukturen auf, da der Messarm einen eingeschränkten Messbereich von ± 50 mm hat. Liegen zu erfassende Oberflächen außerhalb dieses Bereichs, werden keine Punkte registriert. Um den Einfluss dieser Lücken auf die M3C2-Berechnungen zu minimieren, werden die Punktwolken der einzelnen TLS mittels CloudCompare so angepasst, dass die resultierenden segmentierten TLS-Punktwolken analoge Lücken wie die Referenz aufweisen. Diese Segmentierung erfolgt halbautomatisch.

4.2 Rauheitskenngrößen und Abweichungsanalytik

Zur Beschreibung der globalen Oberflächenrauheit wird für jede Punktwolke eine Referenzebene geschätzt. Die globale Rauheit wird anschließend als Standardabweichung der orthogonalen Punktabstände zur geschätzten Ebene berechnet. Dieses Maß erlaubt eine kompakte Charakterisierung der gesamten Oberflächenstruktur und wird häufig zur Bewertung von Rauheit eingesetzt (Heritage et al. 2009). Das globale Rauheitsmaß beinhaltet sowohl reale Oberflächenstrukturen als auch Anteile des instrumentellen Messrauschens. Um eine Vergleichbarkeit zwischen den TLS-Systemen sowie dem Referenzsystem zu gewährleisten, wird die ermittelte Gesamtvarianz um die Varianz des Rauschens reduziert.

Zur Analyse der lokalen Rauheiten der Proben wird der in Kapitel 2.3 eingeführte M3C2-Algorithmus herangezogen. Entgegen der allgemeinen Empfehlung, D etwa 20-25-mal größer als die lokale Rauheit zu wählen (Lague et al. 2013), wird D in dieser Arbeit bewusst in Abhängigkeit von der charakteristischen Rauheitsgröße und der Scanauflösung gewählt. Dadurch wird eine Glättung der Rauheitsstrukturen vermieden und die tatsächliche Abbildungsleistung der Scanner analysierbar gemacht. Abhängig von der Scanauflösung wird D für die feinkörnige Probe zwischen 10 mm und 100 mm gewählt. Bei der mittelkörnigen Probe werden Werte zwischen 30 mm und 100 mm für D eingesetzt. Für die grobkörnige Probe bewegt sich D zwischen 50 mm und 200 mm. Je gröber die Auflösung ist, umso größer wird D gewählt, um eine ausreichende Anzahl Punkte für eine statistisch gesicherte Schätzung einzuschließen. Um sicherzustellen, dass ein Minimum von 25 Punkten innerhalb des Projektionszylinders liegen, wird die *Projection Scale* d so gewählt, dass sie in etwa dem Zehnfachen der Auflösung entspricht.

5 Ergebnisse

5.1 Globale Rauheitsmaße

Die globalen Rauheitsmaße zeigen eine klare Abhängigkeit von Korngröße, Scanauflösung und Messsystem. Wie in Tabelle 2 aufgeführt, weist das Referenzsystem für alle Proben die höchsten Werte der globalen Rauheit auf. Bei der groben Bodenprobe unterscheiden sich die globalen Rauheitswerte der TLS-Systeme sowie die der Referenz nur im Bereich weniger 1/10 mm. Die ermittelten globalen Rauheiten der mittleren und feinen Bodenprobe weisen Abweichungen zur Referenz in der Größenordnung von ca. 1,5 mm auf. Die mittlere Probe zeigt für die TLS die größten globalen Rauheitswerte (bedingt durch größere Verklumpungen). Die ermittelten Rauheitsmaße der feinen Probe liegen in einer ähnlichen Größenordnung wie die der groben Probe. Die Unterschiede zwischen den jeweiligen Scanauflösungen variieren lediglich im Bereich weniger 1/10 mm.

Tabelle 2: Berechnete globale Rauheitsmaße bereinigt um die Varianz des Messrauschens. Angaben in mm.

Probe	Scanauflösung	Z+F Imager 5016	Leica MS60	Riegl VZ-2000i	Referenz
grobkörnig	hoch	6,77	6,68	5,96	6,88
	mittel	7,03	6,76	6,36	
	niedrig	6,68	6,74	6,16	
mittelkörnig	hoch	8,83	8,68	7,78	9,69
	mittel	8,87	8,24	8,16	
	niedrig	8,62	8,15	8,41	
feinkörnig	hoch	6,86	6,31	5,96	7,47
	mittel	6,85	6,18	6,06	
	niedrig	6,63	6,16	6,06	

5.2 Lokale Rauheitsanalyse und M3C2-Ergebnisse

Dieses Unterkapitel beschreibt die Ergebnisse der M3C2-Berechnungen für die in hoher Scanauflösung erfassten Punktwolken. Abbildung 4 zeigt die Verteilungen der berechneten $\sigma_i(D)$ als Maß der lokalen Rauheit. Die Verteilung des Z+F Imager 5016 und die des Referenzsystems stimmen größtenteils überein. Die Verteilung der Leica MS60 weist bei der groben Probe einen ähnlichen Verlauf wie die Referenz auf. Weiterhin ist in Abbildung 4 ein deutlicher Unterschied der Verteilungen des Riegl VZ-2000i zu den anderen Instrumenten sowie zur Referenz zu erkennen. Die Visualisierung der berechneten $\sigma_i(D)$ der grobkörnigen Probe direkt auf der Punktwolke in Abbildung 5 zeigt, dass homogene Flächen, wie z. B. die großen Steine im vorderen Bereich der Probe kleine lokale Rauheitsmaße aufweisen (blaue Bereiche), die durch das Referenzsystem, den Z+F Imager 5016 sowie teilweise durch die Leica MS60 abgebildet werden. Der Riegl VZ-2000i erfasst die geringen Rauheitsunterschiede der Oberfläche der großen Steine nicht, sondern zeigt für diese Homogenbereiche und die restliche Grobkiesprobe ähnliche Rauheitswerte. In Tabelle 3 sind ausgewählte Parameter der $\sigma_i(D)$ -Verteilungen der untersuchten Bodenproben aufgeführt. Für die mittelkörnige Probe zeigt der

Riegl VZ-2000i die deutlichsten Abweichungen im Vergleich zum Referenzsystem. Bei der feinkörnigen Probe zeigen sowohl der Riegl-Scanner als auch das Leica-System die größten Unterschiede zur Referenz. Die Verteilung des Z+F Imager 5016 stimmt qualitativ am ehesten mit der des Referenzsystems überein. Für die anderen Scanauflösungen weisen die lokalen Rauheiten ($\sigma_i(D)$) aus den M3C2-Berechnungen der TLS hohe Übereinstimmungen untereinander und zu der Referenz auf. Dieses Verhalten ist erwartbar, da der größere Punktabstand der Einzelpunkte innerhalb der Punktwolken eine Anpassung der M3C2-Parameter erfordert. Durch diese Anpassung wird die Mittelung zwangsläufig über größere Bereiche der Punktwolke durchgeführt, wodurch lediglich regionale Rauheitsstrukturen abgebildet werden können.

Tabelle 3: Ausgewählte Charakteristika der Verteilungen der $\sigma_i(D)$ aus der M3C2-Berechnung für die jeweiligen Proben bei hoher Scanauflösung. Angaben in mm.

Probe	Instrument	Mittelwert	Std.abw.
feinkörnig	Referenz	0,99	0,41
	Z+F Imager 5016	0,75	0,35
	Leica MS60	1,10	0,23
	Riegl VZ-2000i	1,06	0,24
mittelnkörnig	Referenz	1,42	0,57
	Z+F Imager 5016	1,34	0,53
	Leica MS60	1,33	0,41
	Riegl VZ-2000i	0,86	0,53
grobkörnig	Referenz	1,52	0,70
	Z+F Imager 5016	1,72	0,65
	Leica MS60	1,57	0,58
	Riegl VZ-2000i	1,77	0,41

6 Diskussion

Die Ergebnisse zeigen eine maßgebliche Beeinflussung der Punktwolken natürlicher Oberflächen durch das Zusammenspiel von Oberflächenrauheit, Laserfootprint und Auflösung.

6.1 Einfluss der instrumentenspezifischen Eigenschaften

Die in Tabelle 2 aufgeführten globalen Rauheitswerte des Referenzsystems liegen für alle Bodenproben über denen der TLS-Systeme. Dies ist auf die deutlich höhere Abtastrate sowie die hohe Genauigkeit des eingesetzten Lichtschnittverfahrens zurückzuführen, welches auch feinste Rauheitsstrukturen zuverlässig erfasst (Joeckel et al. 2008; Nikon Metrology 2014). Liegen die berechneten globalen Rauheiten der TLS-Systeme näher an der Referenz, spricht dies für eine geringe Glättung. Die Unterschiede der globalen Rauheit fallen für die grobkörnige Probe am geringsten aus. Alle Instrumente erfassen die groben Strukturen detailliert und bilden nahe der Referenz ab. Bei Betrachtung der mittleren Probe treten unterschiedlich stark ausgeprägte Glättungseffekte auf, die sich durch die Ergebnisse der feinen Probe bestätigen. Nach Brown et al. (2013) tritt Glättung insbesondere dann auf, wenn der Punktabstand kleiner als der Durchmesser des Laserfootprints ist. Genau dieses Verhalten zeigt sich in den hochaufgelösten Scans der Bodenproben.

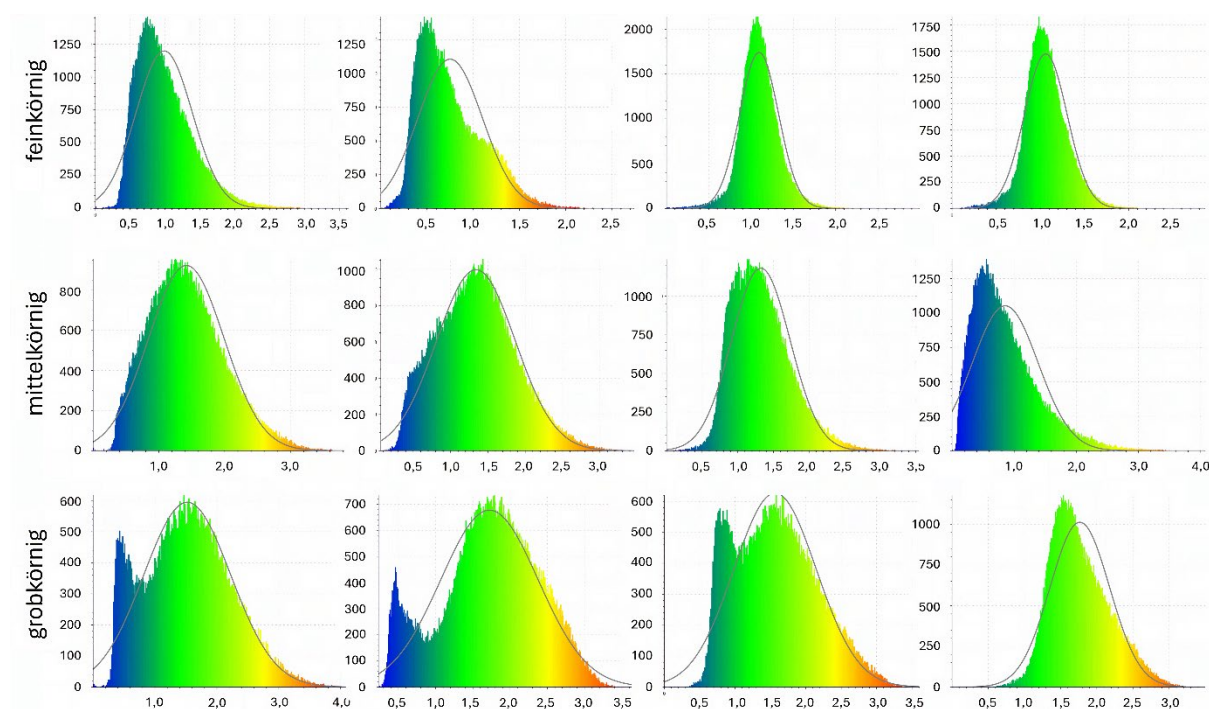


Abb. 4: $\sigma_i(D)$ -Verteilungen der Proben bei hoher Scanauflösung. V.l.n.r. Referenzsystem, Z+F Imager 5016, Leica MS60, Riegl VZ-2000i (Werny 2025).

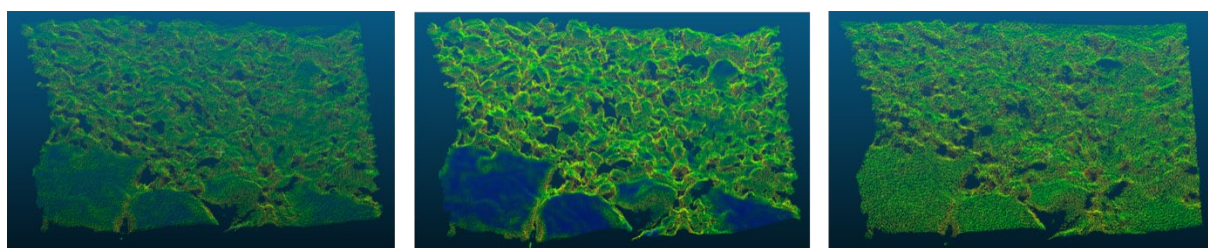


Abb. 5: Visualisierung der lokalen Rauheitsmaße $\sigma_i(D)$ auf den Punktwolken der Grobkiesprobe. Blau entspricht kleinen Rauheiten, grün Rauheiten im mittleren Wertebereich und rot entspricht großen Rauheiten. V.l.n.r. Leica MS60, Z+F Imager 5016, Riegl VZ-2000i (Werny 2025).

TLS mit größerem Strahldurchmesser weisen systematisch kleinere Standardabweichungen auf (vgl. Tab. 3 und Abb. 4), was für eine stärkere Glättung der abgebildeten Strukturen spricht. Beispielsweise zeigt der Z+F Imager 5016 als der Scanner mit dem kleinsten Footprint sowie dem geringsten Entfernungsmessrauschen im Nahfeld (vgl. Tab. 1) die größte Übereinstimmung der globalen und lokalen Rauheit mit dem Referenzsystem (vgl. Tab. 2 und Abb. 4). Die beobachteten Glättungseffekte zeichnen sich besonders bei den beiden Systemen mit größerem Footprint ab. Am stärksten ist die Glättung bei dem Riegl VZ-2000i, dem Scanner mit dem größten Footprint, ausgeprägt. Dieses Verhalten ist insbesondere bei der Analyse der feinen Probe beobachtbar. Bei der mittleren und groben Scanauflösung treten keine deutlich erkennbaren Unterschiede in den Rauheitsverteilungen auf.

6.3 Lokale Rauheit und Grenzen der M3C2-basierten Analyse

Scans mit einer mittleren und niedrigen Scanauflösung sind unzureichend, um charakteristische Rauheitsstrukturen zuverlässig zu erfassen. Die Verteilungen der lokalen Rauheit unterscheiden sich lediglich qualitativ und bilden überwiegend regionale Rauheiten ab. Durch eine Steigerung der Scanauflösung und damit einhergehend einer Reduktion des Punktabstands können die M3C2-Parameter in der Größenordnung der Rauheitselemente gewählt werden. Somit lassen sich systematische Messabweichungen sowie lokale Feinstrukturen lediglich in hochaufgelösten Scans analysieren. Insbesondere bei der grobkörnigen Probe zeigen beispielsweise der Z+F Imager 5016 sowie die Leica MS60 ein besseres Auflösungsvermögen der lokalen Rauheit auf den Homogenbereichen der größeren Steine, wohingegen der Riegl VZ-2000i in diesem Bereich kein weiteres Maximum in der Verteilung aufweist (vgl. Abb. 4 und 5). Die Ergebnisse der mittleren Probe zeigen für den Riegl-Scanner eine Verschiebung der Verteilung hin zu kleineren Werten. Dieses Verhalten spricht dafür, dass der Riegl-Scanner die erfassten Rauheiten innerhalb des Footprints merkbar glättet. Wie in Abb. 4 und Tab. 3 gegenübergestellt, treten in den Verteilungen der feinen Bodenprobe die deutlichsten Unterschiede zwischen den einzelnen Systemen auf. Die erfassbaren charakteristischen Rauheitsstrukturen in dieser Probe liegen mehrheitlich unter 3 mm und damit unter dem Footprintdurchmesser der Systeme. Dementsprechend weisen insbesondere TLS, deren Footprint im Nahfeld größer ausfällt, wie der Riegl VZ-2000i und die Leica MS60, eine deutliche Glättung der Feinstrukturen im Vergleich zum Referenzsystem auf. Der Imager 5016 ist in der Lage die Feinstrukturen weitestgehend abzubilden. Die berechnete Verteilung ähnelt der Referenz deutlich. Beide zeigen die Verschiebung ihres Maximums in den Bereich niedriger Rauheiten sowie eine vergleichsweise große Standardabweichung, die auf ein detailliertes Abbildungsverhalten der tatsächlichen Oberfläche schließen lässt. Die Ergebnisse der berechneten M3C2-Distanz zwischen den TLS sowie dem Referenzsystem bewegen sich im niedrigen Millimeterbereich bis ca. 2,5 mm. Die zugrundeliegende Registrierungsgenauigkeit liegt im Bereich 0,5 mm bis 1,5 mm. Damit bewegen sich die M3C2-Distanzen in der Größenordnung der Registrierungsunsicherheit. Eine Trennung der Ergebnisse der Registrierungsunsicherheit und der Distanzberechnungen ist entsprechend erschwert. Indem die Registrierungsunsicherheit minimiert wird, können die berechneten M3C2-Distanzen belastbarer in die Gesamtevaluation integriert werden.

7 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Arbeit untersucht systematische Messabweichungen bei der TLS-gestützten Erfassung natürlicher Oberflächen durch den Vergleich mehrerer terrestrischer Laserscanner mit einem hochauflösenden Referenzsystem. Die Analyse globaler Rauheitsmaße nach Heritage et al. (2009) sowie lokaler Rauheitsmaße auf Basis des M3C2-Algorithmus zeigt, dass systematische Distanzmessabweichungen durch die Footprintgröße bedingt sind. Besonders in hochaufgelösten Scans treten deutlich feststellbare Glättungseffekte auf, wenn die charakteristischen Rauheitsstrukturen kleiner als der Footprintdurchmesser sind, wohingegen homogene Oberflächen geringere Abweichungen aufweisen. Die Ergebnisse bestätigen, dass alle untersuchten TLS für die zuverlässige Erfassung von Rauheitsstrukturen im Zentimeterbereich geeignet sind (vgl. Milenković et al. 2015). TLS mit einem kleinen

Footprintdurchmesser, wie z.B. der Z+F Imager 5016, sind am besten dazu in der Lage auch feinere Strukturen abzubilden.

Mit dem umgesetzten Versuchsaufbau können belastbare Erkenntnisse zu systematischen Messabweichungen von TLS bei der Untersuchung natürlicher Oberflächen gewonnen werden. Zur Minimierung limitierender Faktoren wird in weiterführenden Untersuchungen eine Optimierung der Registrierung, beispielsweise durch den Einsatz von Kugeltargets, sowie die gezielte Variation der Messdistanz zur isolierten Analyse des Footprinteinflusses angestrebt. Ergänzend werden künstlich erzeugte, kontrollierte Rauheitsstrukturen auf Bodenproben eingesetzt, um das Auflösungsvermögen von TLS für definierte Rauheitsskalen systematisch zu evaluieren.

Literatur

BROWN, O. & HUGENHOLTZ, C. (2013): Quantifying the effects of terrestrial laser scanner settings and survey configuration on land surface roughness measurement. In: *Geosphere* 9: S. 367-377.

CZERWONKA-SCHRÖDER, D., SCHULTE, F., ALBERT, W., HOSSEINI, K., TABERNIG, R., YANG, Y., HÖFLE, B., HOLST, C., ZIMMERMANN, K. (2025): Almon5.0 - Real-time monitoring of gravitational mass movements for critical infrastructure risk management with AI-assisted 3D metrology. In: *Proceedings of the 6th Joint International Symposium on Deformation Monitoring - JISDM 2025*. Karlsruhe.

EICHLER, J., DÜNKEL, L. & EPPICH, B. (2004): Die Strahlqualität von Lasern – Wie bestimmt man Beugungsmaßzahl und Strahldurchmesser in der Praxis? In: *Laser Technik Journal* 1: S. 63-66.

ELTNER, A. (2013): Konzeption einer Methode zur quantitativen Erfassung von Bodenerosion durch integrierte Aufnahme mit einer Mikrodrohne und einem terrestrischen Laserscanner. In: *DGPF Tagungsband, Band 22*: S. 289-297.

HARMENING, C., OTT, S., BUTZER, R., STEINHOFF-KNOPP, B. & PAFFENHOLZ, J. (2022): Punktwolkenbasierte Bestimmung von starkregeninduzierten Bodenabträgen. In: *Schriftenreihe des DVW* 104: S. 93-104.

HERITAGE, G. & MILAN, D. (2009): Terrestrial Laser Scanning of grain roughness in a gravel-bed river. In: *Geomorphology* 113: S. 4-11.

JANBEN, J., KUHLMANN, H. & HOLST, C. (2023): Keypoint-based registration of TLS point clouds using a statistical matching approach. In: *Journal of Applied Geodesy* 18: S.267-284.

JOECKEL, R., STÖBER, M., HUEP W. (2008): Elektronische Entfernungs- und Richtungsmessung und ihre Integration in aktuelle Positionierungsverfahren. 5. Auflage. Heidelberg: Wichmann.

KENNER, R., BÜHLER, Y., DELALOYE, R., GINZLER, C. & PHILLIPS, M. (2013): Monitoring of high alpine mass movements combining laser scanning with digital airborne photogrammetry. *Geomorphology* 206: S. 492-504.

LAGUE, D., BRODU, N. & LEROUX, J. (2013): Accurate 3D comparison of complex topography with terrestrial laser scanner: Application to the Rangitikei canyon (N-Z). In: *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 82: S. 10-26.

- LEICA GEOSYSTEMS (2014): White Paper: Wave Form Digitizer Technology (WFD).
- LEICA GEOSYSTEMS (2024): Leica Nova TS60/MS60/TM60 Gebrauchsanweisung – Version 6.1.
- LINZER, F. & NEUNER, H. (2022): Transferability of an estimation procedure for distance deviations of terrestrial laser scanners from laboratory to on-site conditions. In: Proceedings of the 5th Joint International Symposium on Deformation Monitoring - JISDM 2022. Valencia.
- LIPKOWSKI, S. & METTENLEITER, M. (2023): Terrestrische Laserscanner - Im Fokus der Genauigkeit. In: Schriftenreihe des DVW 96: S. 75-87.
- MILENKOVIĆ, M., PFEIFER, N. & GLIRA, P. (2015): Applying Terrestrial Laser Scanning for Soil Surface Roughness Assessment. In: Remote Sensing 7: S. 2007-2045.
- MÖSER, M., HRSG. (2000): Handbuch Ingenieurgeodäsie. 3. Aufl. Heidelberg: Wichmann.
- NIKON METROLOGY (2014): Mobile Messlösungen der Premiumklasse – Handgeführte Laserscanner ModelMaker MMDx – MMCx und MCAX Gelenkmessarme. Broschüre.
- RIEGL LASER MEASUREMENT SYSTEMS (2024): Riegl VZ-2000i technical Data. https://www.riegl.com/fileadmin/media/Products/01_Terrestrial_Scanning/RIEGL_VZ-2000i/RIEGL_VZ-2000i_Datasheet_2025-09-16.pdf (07.01.2026)
- SCHWARZ, W., HRSG. (2018): Ingenieurgeodäsie: Handbuch der Geodäsie. Berlin, Heidelberg: Springer.
- SELF, S. (1983): Focusing of spherical Gaussian beams. In: Applied Optics 22 (5): S. 658-661.
- TENG, J., SHI, Y., WANG, H. & WU, J. (2022): Review on the Research and Applications of TLS in Ground Surface and Constructions Deformation Monitoring. In: Sensors 22 (23): 9179.
- WERNY, L. (2025): Untersuchung von systematischen Messabweichungen bei der Erfassung natürlicher Oberflächen mit einem TLS. Unveröffentlicht.
- WIESER, A., PAFFENHOLZ, J. & NEUMANN, I. (2019): Sensoren, Features und Physik – Zum aktuellen Stand der Entwicklung bei Laserscannern. In: Schriftenreihe des DVW 96: S. 9-22.
- ZOLLER+FRÖHLICH (2024): Z+F IMAGER 5016|5016A|Z+F FlexScan 22. Technical Datasheet Version 01/2024.

Impact of Mesh Resolution on Thermo-Mechanical Simulations in Underground Mining Environments: A Comparative Analysis of Field Transfer Methods

Ali AHMADI¹, Michael MARTIN² (0009-0003-7881-6456), Eleni GEROLYMATOU³ (0000-0003-1279-6870) & Jens-André PAFFENHOLZ⁴ (0000-0003-1222-5568)

¹ Clausthal University of Technology, ali.ahmadi@tu-clausthal.de

² Clausthal University of Technology, michael.dieter.martin@tu-clausthal.de

³ Clausthal University of Technology, eleni.gerolymatou@tu-clausthal.de

⁴ Clausthal University of Technology, jens-andre.paffenholz@tu-clausthal.de (corresponding Author)

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-012](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-012), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

1 Abstract

Accurate finite element simulations of underground excavations require careful mesh resolution selection, yet systematic methodologies for quantifying mesh-dependent errors in field transfer operations remain underdeveloped. We present a framework for evaluating field transfer accuracy across non-matching meshes in thermo-mechanical simulations, demonstrated through an underground mining drift case study using point clouds from a Zoller+Fröhlich (Z+F) FlexScan 22 mobile mapping system. This work is part of the MOVIE project using the “Reiche Zeche” research and education mine as its underground laboratory. Tetrahedral meshes at four resolutions (5 cm, 9 cm, 20 cm, 50 cm) were generated and embedded within a 100 m host rock domain. Coupled thermo-mechanical simulations were performed in FENICSX with a transient heat source over 1.58 years. Using the 9 cm resolution as reference, three transfer methods were compared: (1) barycentric interpolation, (2) L^2 Galerkin projection, and (3) cell-based scattered data interpolation. Results show field-type dependence: temperature deviations remained below 0.25%; displacement deviations were approximately 3.5%; von Mises stress exhibited the highest sensitivity at approximately 10%. Cell-based interpolation differed from finite element methods by 87.7% for displacement fields.

2 Introduction

Underground excavations present unique challenges for numerical simulation due to geometric complexity. With the proliferation of laser scanning and mobile mapping technologies, high-resolution point clouds have become standard input for generating computational meshes. However, translating point cloud data to volumetric meshes introduces fundamental decisions regarding mesh resolution that propagate through all subsequent analyses.

The generation of finite element meshes from point cloud data has received considerable attention. ZHANG et al. (2005) established foundational methods for creating 3D meshes from imaging data, while CASTELLAZZI et al. (2017) developed procedures for converting laser scanning data into finite element models. CASTELLAZZI et al. (2022) introduced Cloud2FEM for existing structures. Mesh resolution significantly impacts accuracy, with CAO et al. (2023) demonstrating errors varying by orders of magnitude, while MOREIRA et al. (2022) proposed adaptive refinement strategies.

When transferring field data between non-matching meshes, methodology choice significantly impacts quality. FARRELL and MADDISON (2011) developed conservative interpolation schemes, demonstrating that naïve approaches introduce spurious oscillations. BUSSETTA et al. (2012) proposed efficient 3D transfer operators, and REBEROL and LÉVY (2018) developed GPU-accelerated methods for disparate meshes.

This paper addresses the gap in systematic frameworks for underground excavation modelling through a case study within the MOVIE project, using the “Reiche Zeche” research and education mine. Using point cloud data from a Zoller+Fröhlich (Z+F) FlexScan 22 mobile mapping platform, we generated tetrahedral meshes at four resolutions: 5 cm, 9 cm, 20 cm, and 50 cm. Taking the 9 cm mesh as reference, three field transfer methodologies were evaluated:

1. **Barycentric interpolation** (BARATTA et al., 2023): Direct interpolation within FENICSx.
2. **L^2 Galerkin projection** (BOCHEV and SHASHKOV, 2005): Variational approach minimising the L^2 norm difference.
3. **Cell-based scattered data interpolation** (SCHROEDER et al., 2006): Point-location approach via VTK.

Error quantification employed discrete L^2 norms. Additionally, structured-grid round-trip analyses isolated intrinsic interpolation errors from mesh-dependent solution differences. Section 3 details the methodology; Section 4 presents results; Section 5 interprets findings; Section 6 summarises conclusions.

3 Methodology

3.1 Study Site and Data Acquisition

The study site is the “Reiche Zeche” research and education mine in Freiberg, Germany, operated by TU Bergakademie Freiberg since 1919, with underground drifts extending over 19 km at depths up to 230 m. The region of interest at “Sohle 1” (147 m depth) comprises a drift system with irregular wall surfaces typical of historical mining excavations (MISCHO, 2014).

Point cloud data were acquired using a Z+F FlexScan 22 mobile mapping platform (Figure 1), operating as an extension unit on the Z+F IMAGER 5016A laser scanner with SLAM capability. The system provides 360° horizontal and 320° vertical field of view with measurement ranges

from 0.3 m to 365 m.

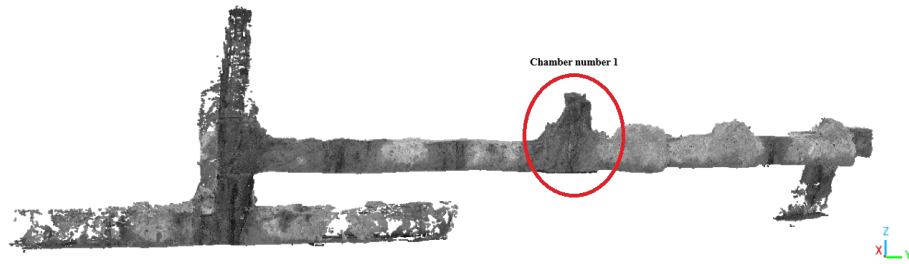


Abb. 1: Z+F FlexScan 22 mobile mapping platform with IMAGER 5016A laser scanner.

Two overlapping point clouds were processed in Z+F LaserControl through preprocessing, trajectory optimisation, and 3D filtering. Registration used the ICP algorithm (BESL and MCKAY, 1992):

$$E(\mathbf{R}, \mathbf{t}) = \sum_{i=1}^N \|\mathbf{R}\mathbf{p}_i + \mathbf{t} - \mathbf{q}_i\|^2 \quad (1)$$

The combined cloud was subsampled to 1 cm resolution and surface normals were computed using a quadric local surface model. Figure 2 presents the point cloud with Chamber 1 highlighted, which contains the fictitious heat source location and serves as the primary visualisation region throughout this study.



(a) Complete drift network with Chamber 1 indicated

(b) Chamber 1 detail (animated)

Abb. 2: Raw point cloud after registration: (a) overview showing the complete tunnel system with Chamber 1 circled; (b) animated visualisation zooming into Chamber 1 to illustrate point cloud resolution and surface detail.

3.2 Mesh Generation

3.2.1 Surface Reconstruction

Surface mesh generation used Screened Poisson Surface Reconstruction (KAZHDAN and HOPPE, 2013) in MeshLab. Given oriented points $\mathcal{P} = \{(\mathbf{p}_i, \mathbf{n}_i)\}$, the algorithm constructs an indicator function χ satisfying:

$$\Delta\chi - \alpha\chi = \nabla \cdot \mathbf{V} \quad (2)$$

Following reconstruction with octree depth 10, isotropic remeshing achieved uniform edge lengths at four resolutions: 5 cm, 9 cm, 20 cm, and 50 cm. A structured hexahedral mesh was also generated for round-trip error analysis. Figure 3 presents the surface meshes.

3.2.2 Volumetric Meshing

Volumetric meshing was performed in GMSH (GEUZAINÉ and REMACLE, 2009) by embedding each surface mesh within a cuboidal host rock domain expanded by 100 m. The volume was discretised using constrained Delaunay tetrahedralisation with Netgen optimisation

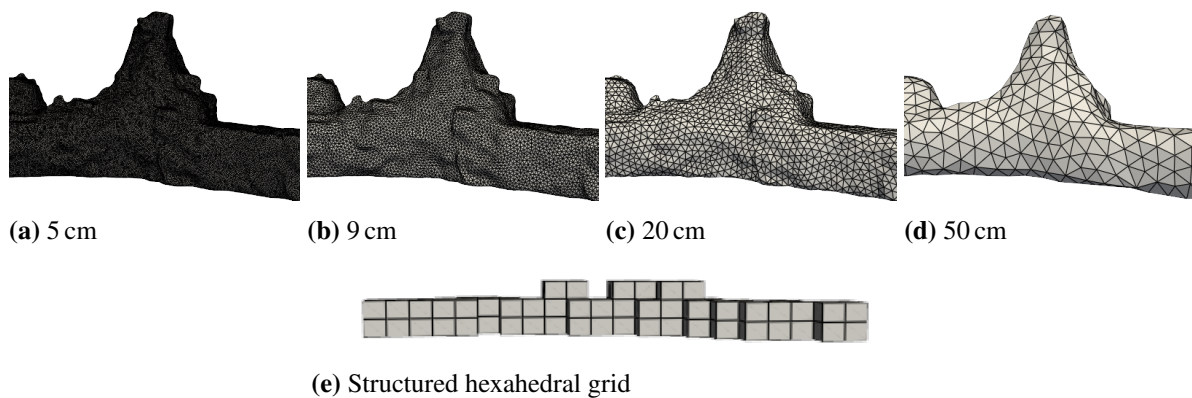


Abb. 3: Surface meshes at Chamber 1: (a)–(d) triangular meshes at four resolutions showing progressive geometric simplification from fine (5 cm) to coarse (50 cm); (e) structured hexahedral mesh used exclusively for round-trip transfer error evaluation—note this is a geometrically distinct mesh with regular hexahedral elements, not a coarser variant of the triangular meshes.

(SCHÖBERL, 1997). Table 1 summarises mesh characteristics.

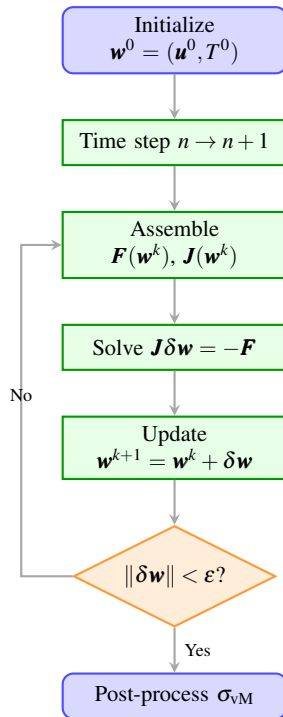
Tabelle 1: Volumetric mesh statistics for the four surface resolutions.

Resolution	Nodes	Elements	Element Type
5 cm	296,019	1,471,842	Tetrahedral
9 cm	75,171	379,254	Tetrahedral
20 cm	20,307	103,489	Tetrahedral
50 cm	3,664	19,320	Tetrahedral

3.3 Thermo-Mechanical Simulation

Monolithic thermo-mechanical simulations were performed in FENICSX (BARATTA et al., 2023). The coupled formulation solves for temperature T and displacement \mathbf{u} simultaneously using first-order Lagrange (CG1) elements for both fields. First-order elements were used for both fields instead of an optimal Taylor-Hood formulation to reduce simulation time. Figure 4 presents the Newton-Raphson algorithm and governing equations.

The linearised system is solved using GMRES (SAAD and SCHULTZ, 1986) with Boomer-AMG preconditioning (HENSON and YANG, 2002). Time integration uses backward Euler with $\Delta t = 5 \times 10^7$ s (1.58 years) over two steps. Figure 6 shows the 9 cm volumetric mesh.



Governing equations:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla \cdot (\kappa \nabla T) \quad (3)$$

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \rho \mathbf{g} = \mathbf{0} \quad (4)$$

Constitutive relations:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_{\text{th}}) \quad (5)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{\text{th}} = \alpha_{\text{th}}(T - T_0)\mathbf{I} \quad (6)$$

Weak form residual:

$$\mathbf{F}(\mathbf{w}) = \mathbf{F}_{\text{mech}} + \mathbf{F}_{\text{therm}} = \mathbf{0} \quad (7)$$

where thermal and mechanical parts are coupled through thermal strain $\boldsymbol{\varepsilon}_{\text{th}}$.

Abb. 4: Left: Newton-Raphson solution algorithm flowchart. Right: Governing equations and constitutive relations for coupled thermo-mechanical analysis.

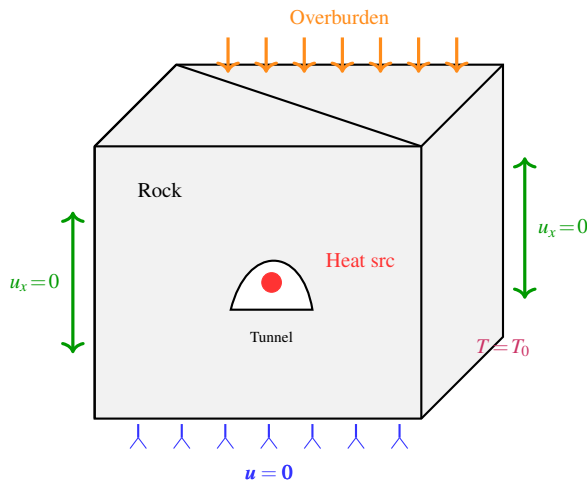


Tabelle 2: Material properties (gneiss).

Parameter	Value
κ (thermal conductivity)	3.0 W/(m · K)
ρ (density)	2700 kg/m ³
c (specific heat)	1060 J/(kg · K)
E (Young's modulus)	50 GPa
ν (Poisson's ratio)	0.25
α_{th} (thermal expansion)	8×10^{-6} /K

Abb. 5: Boundary conditions schematic.

BCs: fixed ($\mathbf{u} = \mathbf{0}$) bottom; roller on sides; 30 m overburden top; $T_0 = 10^\circ\text{C}$ outer faces.

Heat source: $T_f = 300^\circ\text{C}$ fictitious sphere ($R = 0.2\text{ m}$) at $(12, -15, -159)\text{ m}$.

Abb. 6: Volumetric mesh at 9 cm resolution (animated) showing tunnel embedded in host rock domain.

3.4 Field Transfer Methods

Three methodologies were evaluated:

Barycentric Interpolation: For each target node \mathbf{x}_i , interpolated values use shape functions:

$$f(\mathbf{x}_i) = \sum_{j=1}^n N_j(\mathbf{x}_i) f_j \quad (8)$$

Implemented in FENICSX with coupled vector treatment.

L^2 Galerkin Projection: The projected field minimises the L^2 difference (BOCHEV and SHASHKOV, 2005):

$$\int_{\Omega} f^{\text{tgt}} v \, d\Omega = \int_{\Omega} f^{\text{src}} v \, d\Omega \quad \forall v \in V^{\text{tgt}} \quad (9)$$

Cell-Based Interpolation: Via VTK's `vtkProbeFilter` (SCHROEDER et al., 2006) with nearest-neighbour extrapolation, processing vector components independently.

3.5 Error Quantification

Field transfer accuracy used discrete L^2 norms:

$$\|e\|_{L^2} = \left(\int_{\Omega} |e|^2 \, d\Omega \right)^{1/2} \quad (10)$$

Relative errors: $\epsilon_{L^2}^{\text{rel}} = \|e\|_{L^2} / \|f^{\text{mapped}}\|_{L^2}$. All comparisons used the 9 cm mesh as reference. Round-trip analysis isolated intrinsic interpolation errors from mesh-dependent solution differences.

4 Results

All results use the 9 cm resolution simulation as reference. Selected figures contain embedded animations viewable in Adobe Acrobat Reader or compatible PDF viewers.

4.1 Reference Solution

Figure 7 shows reference results after 1.58 years. The heat source induces localised temperature elevation up to 300 °C with corresponding thermo-mechanical deformation. Displacement reaches millimetre scale; von Mises stress concentrates at tunnel boundaries.

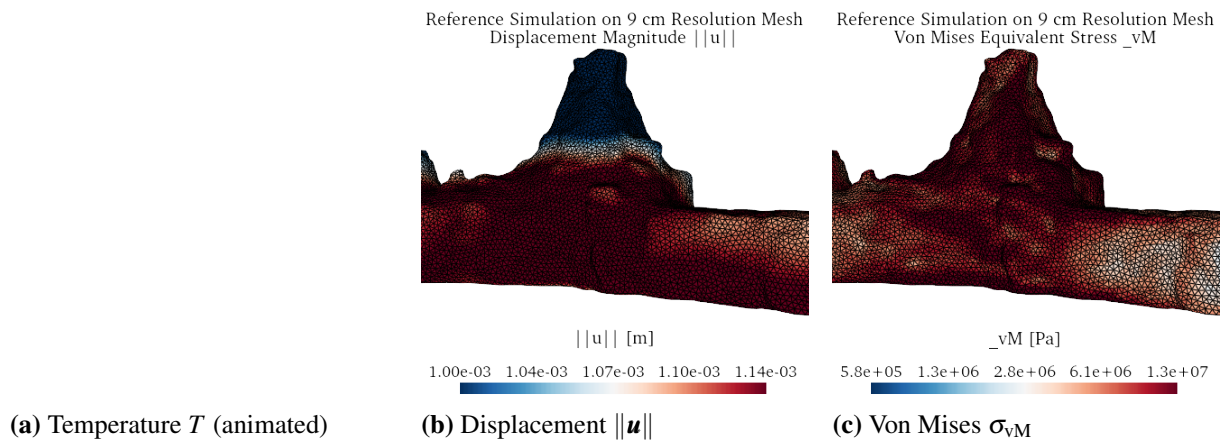


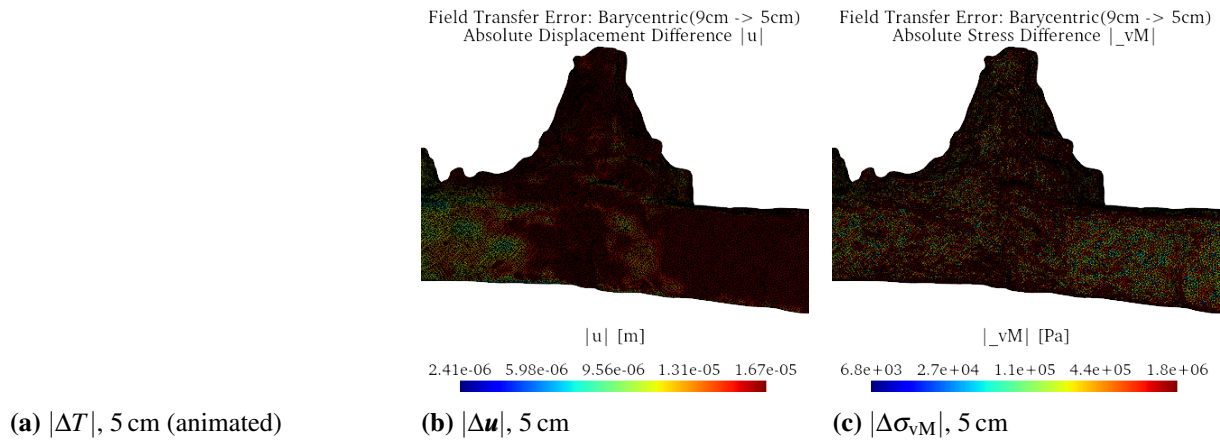
Abb. 7: Reference solution on 9 cm mesh showing: (a) temperature distribution with heat diffusion from the spherical source; (b) displacement magnitude indicating thermo-mechanical deformation; (c) von Mises stress distribution with concentrations at tunnel boundary. Red sphere marks heat source location.

4.2 Barycentric Interpolation Deviations

Table 3 and Figure 8 present barycentric interpolation results. Temperature transferred with excellent accuracy (below 0.25%). Displacement showed consistent $\approx 3.5\%$ deviations dominated by geometric discretisation. Von Mises stress showed highest sensitivity at $\approx 10.4\%$.

Tabelle 3: Relative L^2 deviations [%] for barycentric interpolation from 9 cm reference.

Target	Temperature	Displacement	Von Mises
5 cm	0.09	3.61	10.4
20 cm	0.06	3.59	10.3
50 cm	0.25	3.49	10.5

**Abb. 8:** Barycentric interpolation deviations from 9 cm reference to 5 cm target mesh: (a) temperature difference showing sub-percent deviations; (b) displacement difference concentrated near tunnel boundary; (c) von Mises stress difference showing highest sensitivity.

4.3 L^2 Galerkin Projection Deviations

Table 4 shows L^2 projection results. Temperature and displacement matched barycentric interpolation. Von Mises stress showed degraded accuracy (11.9%–22.9%) because projection smooths discontinuous fields.

Tabelle 4: Relative L^2 deviations [%] for L^2 Galerkin projection from 9 cm reference.

Target	Temperature	Displacement	Von Mises
5 cm	0.09	3.61	11.9
20 cm	0.06	3.59	18.9
50 cm	0.25	3.49	22.9

4.4 Cell-Based Scattered Data Interpolation Deviations

Table 5 shows cell-based interpolation results. Temperature remained below 1%. Displacement deviations appear lower (0.89–1.93%) but reflect component-wise processing. Von Mises stress increased substantially with coarsening (16.5%–24.6%).

Tabelle 5: Relative L^2 deviations [%] for cell-based scattered data interpolation from 9 cm reference.

Target	Temperature	Displacement	Von Mises
5 cm	0.32	0.89	16.5
20 cm	0.37	1.15	16.3
50 cm	0.66	1.93	24.6

4.5 Structured Grid Round-Trip Analysis

Round-trip analysis (reference \rightarrow structured \rightarrow reference \rightarrow structured) isolates intrinsic interpolation errors from mesh-dependent solution differences. Table 6 compares results. Both methods achieved sub-percent deviations for temperature (0.70%) and displacement (0.69%), confirming high intrinsic accuracy. The 0.69% displacement round-trip deviation demonstrates that the larger 3.5% cross-mesh deviations arise from comparing solutions on geometrically different meshes rather than from interpolation limitations. For von Mises stress, barycentric interpolation achieved 0.22% versus 11.95% for L^2 projection—a 54-fold difference demonstrating that variational projection corrupts discontinuous field representations.

Tabelle 6: Relative L^2 deviations [%] for structured grid round-trip analysis.

Method	Temperature	Displacement	Von Mises
Barycentric Interpolation	0.70	0.69	0.22
L^2 Galerkin Projection	0.70	0.69	11.95

4.6 Pairwise Method Comparison

Figure 9 and Table 7 quantify method differences. Finite element methods produced identical results for continuous fields ($< 10^{-9}\%$). Cell-based interpolation exhibited 87.7% difference for displacement and 44% for von Mises stress.

Tabelle 7: Pairwise method comparison on structured grid: relative L^2 differences [%].

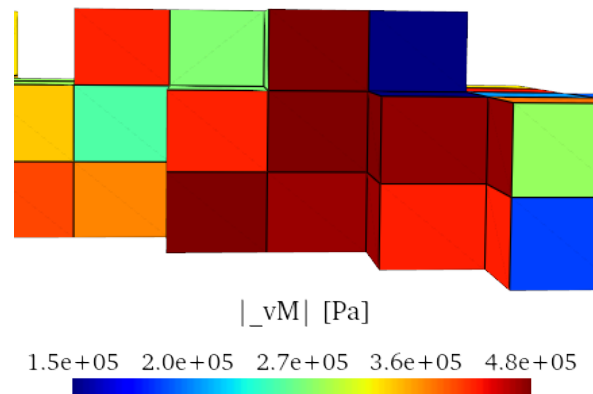
Comparison	Temp.	Disp.	Von Mises
L^2 Proj. vs Baryc. Interp.	$< 10^{-9}$	$< 10^{-9}$	4.3
L^2 Proj. vs Cell-Based	$< 10^{-4}$	87.7	43.8
Baryc. Interp. vs Cell-Based	$< 10^{-4}$	87.7	44.1

4.7 Summary

Figure 10 compares relative L^2 errors across all fields, resolutions, and methods.

Principal findings: temperature transfers with sub-percent deviations; displacement exhibits 3.5% cross-mesh deviations with 0.69% round-trip accuracy; von Mises stress shows 10–25% deviations with barycentric outperforming L^2 projection by 54 \times ; finite element methods out-

Comparison: FEniCSx Interpolation vs PyVista
Absolute Stress Difference $|_vM|$



(a) $|\Delta \mathbf{u}|$: 87.7% difference (animated)

(b) $|\Delta \sigma_{vM}|$: 44.1% difference

Abb. 9: Difference between barycentric interpolation and cell-based scattered data interpolation on the structured hexahedral grid: (a) displacement field showing 87.7% relative difference; (b) von Mises stress showing 44.1% relative difference. These large discrepancies highlight fundamental differences between finite element and general-purpose interpolation approaches.

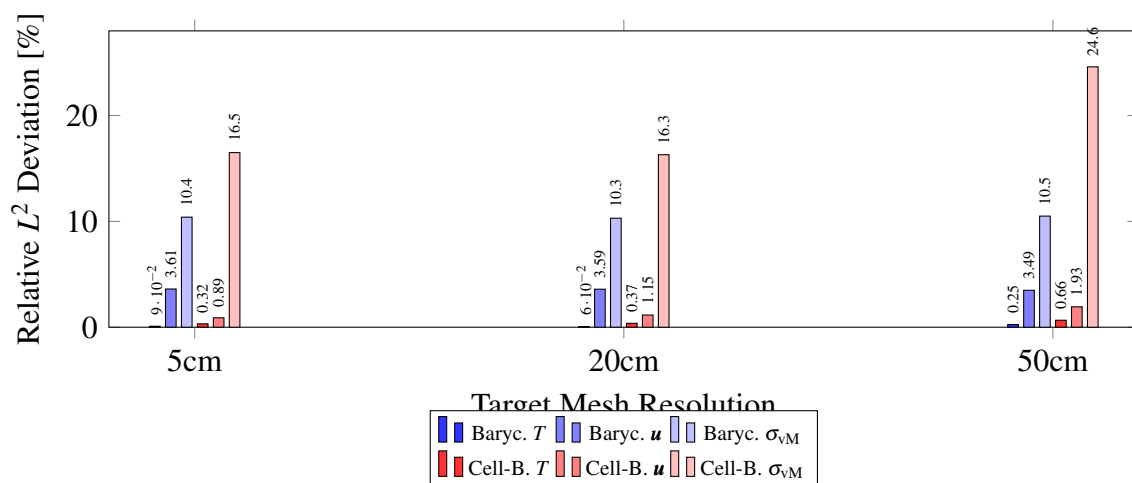


Abb. 10: Comparison of relative L^2 deviations: barycentric interpolation (blue) versus cell-based scattered data interpolation (red) from 9 cm reference to target meshes.

perform cell-based interpolation for vector fields (87.7% difference).

5 Discussion

5.1 Field-Dependent Transfer Accuracy

Temperature's excellent transfer accuracy reflects the smooth, slowly-varying nature of thermal fields, which are well-represented by low-order finite elements regardless of mesh resolution. Displacement's consistent deviations across all target resolutions indicate that differences are dominated by geometric discretisation effects rather than interpolation artefacts, confirmed by sub-percent round-trip deviation. Von Mises stress shows highest sensitivity as a derived quantity computed from displacement gradients; the 54-fold difference between barycentric and L^2 projection demonstrates that variational projection—while optimal for continuous fields—fundamentally corrupts discontinuous field representations.

5.2 Transfer Method Selection

Continuous scalar fields: Both methods provide equivalent accuracy; direct interpolation preferred for lower cost.

Continuous vector fields: Finite element interpolation maintains coupled treatment, outperforming component-wise approaches (87.7% difference).

Discontinuous fields: Direct interpolation substantially outperforms L^2 projection.

5.3 Practical Recommendations

The 9 cm resolution provides practical balance—four-fold element reduction compared to the 5 cm mesh while maintaining sub-percent transfer accuracy for continuous fields. However, establishing absolute solution accuracy would require mesh convergence studies with progressively refined meshes, which was beyond the scope of this field transfer investigation.

For repository safety assessments, temperature field transfer is adequate even with substantial resolution differences. Stress-based safety indicators require careful mesh convergence studies due to inherent discretisation dependence. The substantial difference between finite element and cell-based implementations highlights the importance of consistent tool selection within coupled simulation pipelines—mixing implementations from different libraries may introduce unexpected discrepancies.

6 Conclusion

This study presented a framework for evaluating field transfer accuracy across non-matching meshes in thermo-mechanical simulations. Using point cloud data from the “Reiche Zeche” research mine, we compared three transfer methodologies across four mesh resolutions.

Principal findings:

1. **Temperature fields** transfer with high accuracy ($< 0.25\%$ deviation).
2. **Displacement fields** exhibit $\approx 3.5\%$ transfer deviations with 0.69% round-trip accuracy.
3. **Von Mises stress** shows highest sensitivity ($\approx 10\%$ deviation).
4. **Method selection critically affects discontinuous fields**: Barycentric outperforms L^2 projection by $54\times$.
5. **Implementation matters**: Cell-based differs from finite element by 87.7% for displacement.

The 9 cm resolution was selected as the reference, achieving approximately four-fold element reduction compared to the 5 cm mesh (379,254 vs 1,471,842 elements) while maintaining sub-percent transfer accuracy for continuous fields. The framework offers evidence-based guidance for transfer method selection in point cloud based underground models, contributing to the MOVIE project’s virtual laboratory development.

Acknowledgments

The project “MOdellkopplung im Kontext eines Virtuellen Untertagelabors und dessen Entwicklungsprozess – MOVIE” is part of the research program “GEO:N - Geosciences for Sustainability” on the topic “Digital Geosystems: Virtual Methods and Digital Tools for Geoscientific Applications” funded by the German Federal Ministry of Research, Technology and Space (BMFTR). GEO:N is thus part of the BMFTR program “Research for Sustainable Development (FONA)”. For the opportunity to realize this project, the consortium thanks the BMFTR and the project management organization. [Reference: 03G0921A / 2024-01 till 2026-12]

References

- BARATTA, I. A., DEAN, J. P., DOKKEN, J. S., HABERA, M., HALE, J. S., RICHARDSON, C. N., ROGNES, M. E., SCROGGS, M. W., SIME, N., and WELLS, G. N., (2023): DOLFINx: The next generation FEniCS problem solving environment. In: *Zenodo*. [10.5281/zenodo.10447666](https://doi.org/10.5281/zenodo.10447666).
- BESL, P. J. and MCKAY, N. D., (1992): A method for registration of 3-D shapes. In: *IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence*, 14(2), 239–256. [10.1109/34.121791](https://doi.org/10.1109/34.121791).
- BOCHEV, P. and SHASHKOV, M., (2005): Constrained interpolation (remap) of divergence-free fields. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 194(2–5), 511–530. [10.1016/j.cma.2004.01.027](https://doi.org/10.1016/j.cma.2004.01.027).

- BUSSETTA, P., MARCEAU, D., and PONTHOT, J.-P., (2012): The adapted augmented Lagrangian method: a new method for the resolution of the mechanical frictional contact problem. In: *Computational Mechanics*, 49(2), 259–275. [10.1007/s00466-011-0644-z](https://doi.org/10.1007/s00466-011-0644-z).
- CAO, Y. et al., (2023): The relationship between mesh resolution and accuracy for finite element simulations. In: *Computational Mechanics*, 71, 1–15.
- CASTELLAZZI, G., D’ALTRI, A. M., DE MIRANDA, S., and UBERTINI, F., (2017): An innovative numerical modeling strategy for the structural analysis of historical monumental buildings. In: *Engineering Structures*, 132, 229–248. [10.1016/j.engstruct.2016.11.032](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.032).
- CASTELLAZZI, G., D’ALTRI, A. M., DE MIRANDA, S., CHIOZZI, A., and TRALLI, A., (2022): Cloud2FEM: A finite element mesh generator based on point clouds of existing/historical structures. In: *SoftwareX*, 18, 101099. [10.1016/j.softx.2022.101099](https://doi.org/10.1016/j.softx.2022.101099).
- FARRELL, P. E. and MADDISON, J. R., (2011): Conservative interpolation between volume meshes by local Galerkin projection. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 200(1–4), 89–100. [10.1016/j.cma.2010.07.015](https://doi.org/10.1016/j.cma.2010.07.015).
- GEUZAIN, C. and REMACLE, J.-F., (2009): Gmsh: A 3-D finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 79(11), 1309–1331. [10.1002/nme.2579](https://doi.org/10.1002/nme.2579).
- HENSON, V. E. and YANG, U. M., (2002): BoomerAMG: A parallel algebraic multigrid solver and preconditioner. In: *Applied Numerical Mathematics*, 41(1), 155–177. [10.1016/S0168-9274\(01\)00115-5](https://doi.org/10.1016/S0168-9274(01)00115-5).
- KAZHDAN, M. and HOPPE, H., (2013): Screened Poisson surface reconstruction. In: *ACM Transactions on Graphics*, 32(3), 29:1–29:13. [10.1145/2487228.2487237](https://doi.org/10.1145/2487228.2487237).
- MISCHO, H., (2014): Der Ausbau des Forschungs- und Lehrbergwerks der TU Bergakademie Freiberg zum zentralen Forschungsstandort unter Tage. In: *15. Geokinematischer Tag*, 1–18, Freiberg, Germany, TU Bergakademie Freiberg.
- MOREIRA, R. et al., (2022): Multi-criteria adaptive mesh refinement for additive manufacturing simulations. In: *Additive Manufacturing*, 52, 102689.
- REBEROL, M. and LÉVY, B., (2018): Computing the distance between two finite element solutions defined on different 3d meshes on a GPU. In: *SIAM Journal on Scientific Computing*, 40(1), C131–C155. [10.1137/17M1115976](https://doi.org/10.1137/17M1115976).
- SAAD, Y. and SCHULTZ, M. H., (1986): GMRES: A generalized minimal residual algorithm for solving nonsymmetric linear systems. In: *SIAM Journal on Scientific and Statistical Computing*, 7(3), 856–869. [10.1137/0907058](https://doi.org/10.1137/0907058).
- SCHÖBERL, J., (1997): NETGEN an advancing front 2D/3D-mesh generator based on abstract rules. In: *Computing and Visualization in Science*, Vol. 1, 41–52. [10.1007/s007910050004](https://doi.org/10.1007/s007910050004).
- SCHROEDER, W., MARTIN, K., and LORENSEN, B., (2006): *The Visualization Toolkit: An Object-Oriented Approach to 3D Graphics*. 4th edn., Kitware.
- ZHANG, Y., BAJAJ, C., and SOHN, B.-S., (2005): 3d finite element meshing from imaging data. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 194(48–49), 5083–5106. [10.1016/j.cma.2004.11.026](https://doi.org/10.1016/j.cma.2004.11.026).

Beyond a Pure Stochastic Treatment: Integrating Remaining Systematics into Congruency Tests

Reza NAEIMAEI¹ (ORCID) & Steffen SCHÖN¹ (ORCID)

¹ Institut für Erdmessung (IfE), Leibniz Universität Hannover, Hannover, Germany
naeimaei@ife.uni-hannover.de (corresponding author), schoen@ife.uni-hannover.de

DOI: 10.3217/978-3-99161-070-0-013, CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

Abstract

Monitoring the deformations of both natural and man-made structures is a central task in engineering geodesy. Terrestrial laser scanning (TLS) is well-established for detecting geometric changes at the centimeter level. However, at the millimeter scale, the differences observed from one epoch to another may arise from either actual deformation or remaining systematic errors present in the processing chain. Classical congruency tests assess significance based on a purely stochastic model, which can lead to overly optimistic results when systematic effects are significant.

We propose an interval-extended 2D congruency test for planar displacement vectors. The stochastic part is treated probabilistically through a covariance matrix, while remaining systematic effects are represented as unknown-but-bounded deviations within an admissible set $\mathcal{B} \subset \mathbb{R}^2$. For each observation \mathbf{d} , the quadratic-form statistic becomes interval-valued, $[T] = [T_{\min}, T_{\max}]$, which induces a three-valued decision rule: *strict accept* (stable for all admissible biases), *reject* (deformed for all admissible biases), and an intermediate *ambiguous* region where bias and deformation are not separable. In 2D, the regions admit a transparent geometric interpretation via Mikowski sum and difference of the classical acceptance ellipse with \mathcal{B} .

Bias-noise separated Monte Carlo experiments quantify conditional decision probabilities as bias maps over the admissible set \mathcal{B} . We compare an axis-aligned error box with a generator-based zonotope to illustrate how the chosen systematic model affects the size and structure of the ambiguity region.

1 Motivation and Scope

In high-precision deformation monitoring, apparent epoch-to-epoch differences may reflect true geometric change, but they may also be induced by measurement effects such as residual registration artefacts, incidence-angle dependent effects, atmospheric variability, or surface reflectance changes. When monitoring at the millimeter level, remaining systematic effects can be of the same order as the sought signal. A purely stochastic uncertainty model may then

underestimate the risk of false decisions. Classical concepts of network-based deformation analysis and congruency testing are discussed, for example, in (Caspary and Rüeger, 1987; Heunecke et al., 2013). Early extensions that explicitly account for observation imprecision (remaining systematic error) in hypothesis testing and congruency testing are presented in (Neumann and Kutterer, 2007, 2006). Recent work on terrestrial laser scanning has developed interval-based uncertainty bounding and deterministic interval uncertainty models that separate stochastic variability from bounded systematic effects. These models provide the methodological basis for constructing plausible admissible bias sets (see references (Naeimaei and Schön, 2025a,b)). A broader perspective on dealing with uncertainty beyond purely probabilistic error models is provided in (Kutterer, 2002).

This contribution focuses on the decision step in deformation analysis: testing whether an observed displacement is compatible with zero deformation. We treat stochastic variability with the conventional covariance-based model, but represent remaining systematics as bounded sets. The resulting interval test aims to (i) avoid overconfident binary decisions, (ii) separate robust decisions from non-identifiable situations, and (iii) provide an interpretable geometry that can support diagnostics and communication of uncertainty.

2 2D Congruency Test

2.1 Measurement Model and Hypotheses

Let $\mathbf{d} \in \mathbb{R}^2$ denote an observed planar displacement between two epochs. We adopt the additive model

$$\mathbf{d} = \boldsymbol{\mu}_d + \mathbf{b} + \mathbf{e}, \quad \mathbf{e} \sim \mathcal{N}(\mathbf{0}, \boldsymbol{\Sigma}_d), \quad (1)$$

where $\boldsymbol{\mu}_d$ is the true displacement, \mathbf{e} is the stochastic component, and \mathbf{b} represents remaining systematic effects that are unknown but bounded. The hypotheses are

$$H_0 : \boldsymbol{\mu}_d = \mathbf{0} \quad \text{vs.} \quad H_a : \boldsymbol{\mu}_d \neq \mathbf{0}. \quad (2)$$

2.2 Classical Congruency Test

In the nominal case ($\mathbf{b} = \mathbf{0}$), the quadratic form

$$T_{\text{cls}} = \mathbf{d}^\top \boldsymbol{\Sigma}_d^{-1} \mathbf{d} \quad (3)$$

is χ^2 -distributed with $h = 2$ degrees of freedom under H_0 . For significance level α , the critical value is $k_\alpha = \chi_{2,1-\alpha}^2$ and the classical acceptance region is the ellipse

$$\mathcal{E} = \{ \mathbf{d} : \mathbf{d}^\top \boldsymbol{\Sigma}_d^{-1} \mathbf{d} \leq k_\alpha \}. \quad (4)$$

The decision is binary: accept H_0 if $T_{\text{cls}} \leq k_\alpha$ and reject otherwise.

This classical formulation is standard in geodetic deformation analysis and congruency testing under Gaussian assumptions (Caspary and Rüeger, 1987; Heunecke et al., 2013).

Analytical power (classical test). Under a fixed mean displacement $\mathbf{m} = \boldsymbol{\mu}_d + \mathbf{b}$, the quadratic form T_{cls} follows a non-central χ^2 distribution with $h = 2$ degrees of freedom and non-centrality parameter

$$\lambda(\mathbf{b}) = \mathbf{m}^\top \boldsymbol{\Sigma}_d^{-1} \mathbf{m} = (\boldsymbol{\mu}_d + \mathbf{b})^\top \boldsymbol{\Sigma}_d^{-1} (\boldsymbol{\mu}_d + \mathbf{b}). \quad (5)$$

This yields $P(\text{reject} \mid \mathbf{b}) = 1 - F_{\chi^2_{2, \lambda(\mathbf{b})}}(k_\alpha)$ and provides a reference for Monte Carlo results.

2.3 Interval-Extended Congruency Test

To incorporate remaining systematic effects, the unknown bias vector \mathbf{b} is constrained to a bounded set $\mathcal{B} \subset \mathbb{R}^2$. We consider two practical models:

(a) Error box. An axis-aligned box

$$\mathcal{B} = B = [-\Delta_x, \Delta_x] \times [-\Delta_y, \Delta_y]. \quad (6)$$

(b) Zonotope. A generator-based zonotope

$$\mathcal{B} = Z = \left\{ \sum_{i=1}^p \zeta_i \mathbf{g}^{(i)} : \zeta_i \in [-1, 1] \right\} = \{ \mathbf{G} \boldsymbol{\zeta} : \boldsymbol{\zeta} \in [-1, 1]^p \}, \quad (7)$$

with a generator matrix $\mathbf{G} = [\mathbf{g}^{(1)} \ \dots \ \mathbf{g}^{(p)}] \in \mathbb{R}^{2 \times p}$. Zonotopes can encode preferred directions of bounded deviations and dependencies between displacement components.

For a hypothetical admissible bias $\mathbf{b} \in \mathcal{B}$, the bias-corrected displacement is $\mathbf{d} - \mathbf{b}$ and the associated quadratic form is

$$T_{\text{ext}}(\mathbf{b}) = (\mathbf{d} - \mathbf{b})^\top \boldsymbol{\Sigma}_d^{-1} (\mathbf{d} - \mathbf{b}). \quad (8)$$

Because \mathbf{b} is unknown but bounded, the statistic becomes interval-valued (Moore et al., 2009),

$$[T] = [T_{\min}, T_{\max}], \quad T_{\min} = \min_{\mathbf{b} \in \mathcal{B}} T_{\text{ext}}(\mathbf{b}), \quad T_{\max} = \max_{\mathbf{b} \in \mathcal{B}} T_{\text{ext}}(\mathbf{b}). \quad (9)$$

Using the same critical value $k_\alpha = \chi^2_{2, 1-\alpha}$ as in the classical test, the extended decision rule is:

$$\text{strict accept} \quad \Leftrightarrow \quad T_{\max} \leq k_\alpha, \quad (10)$$

$$\text{reject} \quad \Leftrightarrow \quad T_{\min} \geq k_\alpha, \quad (11)$$

$$\text{ambiguous} \quad \Leftrightarrow \quad T_{\min} \leq k_\alpha < T_{\max}. \quad (12)$$

Geometric interpretation. Let $\mathcal{E} = \{ \mathbf{d} : \mathbf{d}^\top \boldsymbol{\Sigma}_d^{-1} \mathbf{d} \leq k_\alpha \}$ denote the classical acceptance ellipse. The interval extension induces three decision regions that can be described using Minkowski operations (sum \oplus and difference \ominus), summarized in Table 1. Intuitively, the inner region $\mathcal{E} \ominus \mathcal{B}$

contains displacements that remain inside \mathcal{E} even after adding any admissible bias, while the outer region $\mathcal{B} \oplus \mathcal{E}$ expands \mathcal{E} by all admissible biases. Displacements outside $\mathcal{B} \oplus \mathcal{E}$ cannot be explained by any admissible bias and are therefore rejected robustly. The grey zone in between corresponds to a structural identifiability limit: without additional information, deformation and admissible bias cannot be separated.

Tabelle 1: Geometric characterization of decision regions for the interval-extended congruency test.

Region	Set expression	Interpretation
Outer region	$A_{\text{ext}} = \mathcal{B} \oplus \mathcal{E}$	Outside A_{ext} , deformation is certain (reject).
Inner region	$A_{\text{in}} = \mathcal{E} \ominus \mathcal{B}$	Inside A_{in} , stability is certain (strict accept).
Grey zone	$A_{\text{amb}} = A_{\text{ext}} \setminus A_{\text{in}}$	Bias and deformation are not separable (ambiguous).

2.4 Monte Carlo Design (Bias–Noise Separation)

We estimate conditional decision probabilities by separating deterministic bias from stochastic noise. For a fixed admissible bias $\mathbf{b} \in \mathcal{B}$, we generate

$$\mathbf{d}^{(j)} = \boldsymbol{\mu}_d + \mathbf{b} + \mathbf{e}^{(j)}, \quad \mathbf{e}^{(j)} \sim \mathcal{N}(\mathbf{0}, \boldsymbol{\Sigma}_d), \quad j = 1, \dots, N_{\text{stoch}}, \quad (13)$$

and compute empirical frequencies $\widehat{P}(\text{strict accept} \mid \mathbf{b})$, $\widehat{P}(\text{ambiguous} \mid \mathbf{b})$, and $\widehat{P}(\text{reject} \mid \mathbf{b})$. Repeating this for a set of biases $\{\mathbf{b}_k\}_{k=1}^{N_{\text{bias}}} \subset \mathcal{B}$ yields decision maps over bias space.

3 Simulation Study: Box and Zonotope Models

3.1 Error-Box Example (units in cm)

Configuration:

$$\boldsymbol{\mu}_d = \begin{bmatrix} 2 \\ 1 \end{bmatrix}, \quad \boldsymbol{\Sigma}_d = \begin{bmatrix} 0.8^2 & 0 \\ 0 & 0.5^2 \end{bmatrix}, \quad \mathcal{B} = [-\Delta_x, \Delta_x] \times [-\Delta_y, \Delta_y], \quad \Delta_x = \Delta_y = 0.2, \quad \alpha = 0.05.$$

Here, $\Delta_x = \Delta_y = 0.2$ cm corresponds to ± 2 mm; therefore the bias maps are evaluated over $(b_x, b_y) \in [-2, 2] \times [-2, 2]$ mm. For the box case, we evaluate a regular bias grid with $n_{\text{grid}} = 200$ points per axis ($N_{\text{bias}} = n_{\text{grid}}^2$) and use $N_{\text{stoch}} = 2000$ noise realizations per bias.

Bias maps (classical vs. interval-extended). Figure 1 shows conditional decision probabilities as functions of the fixed bias $\mathbf{b} = (b_x, b_y)^\top \in \mathcal{B}$. Under H_a , the classical rejection probability is driven by the noncentrality parameter $\lambda(\mathbf{b})$; biases aligned with $\boldsymbol{\mu}_d$ increase detection probability, while opposing biases reduce it. In the interval-extended test, decision mass is redistributed among *reject*, *ambiguous*, and *strict accept*, reflecting whether the observation can be explained

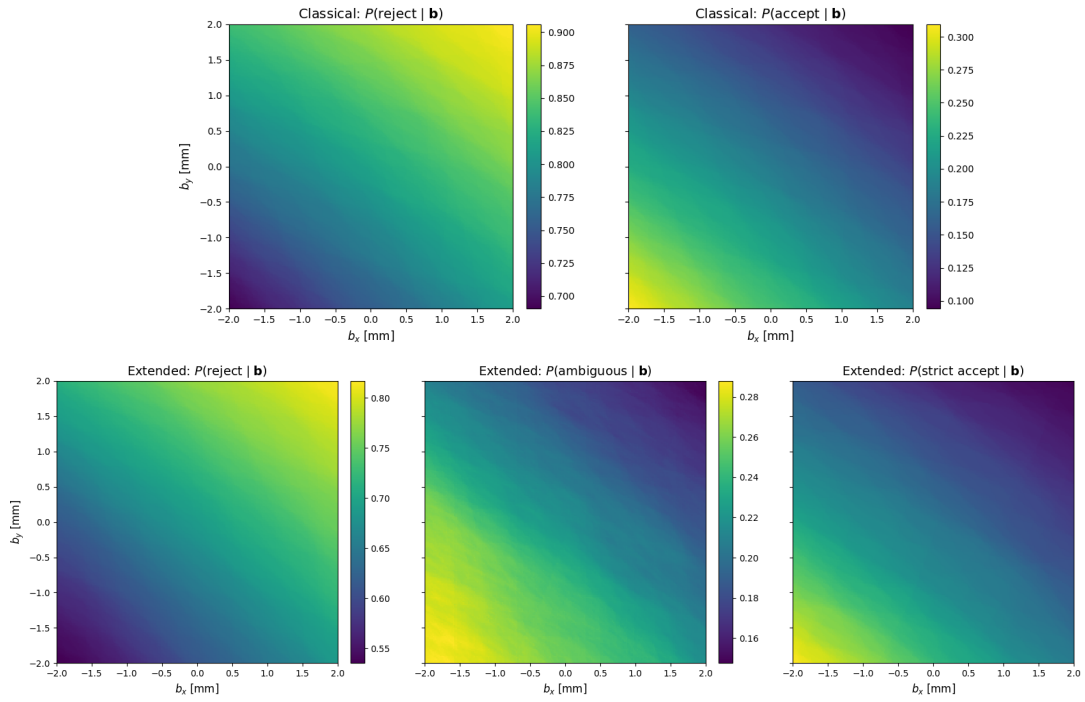
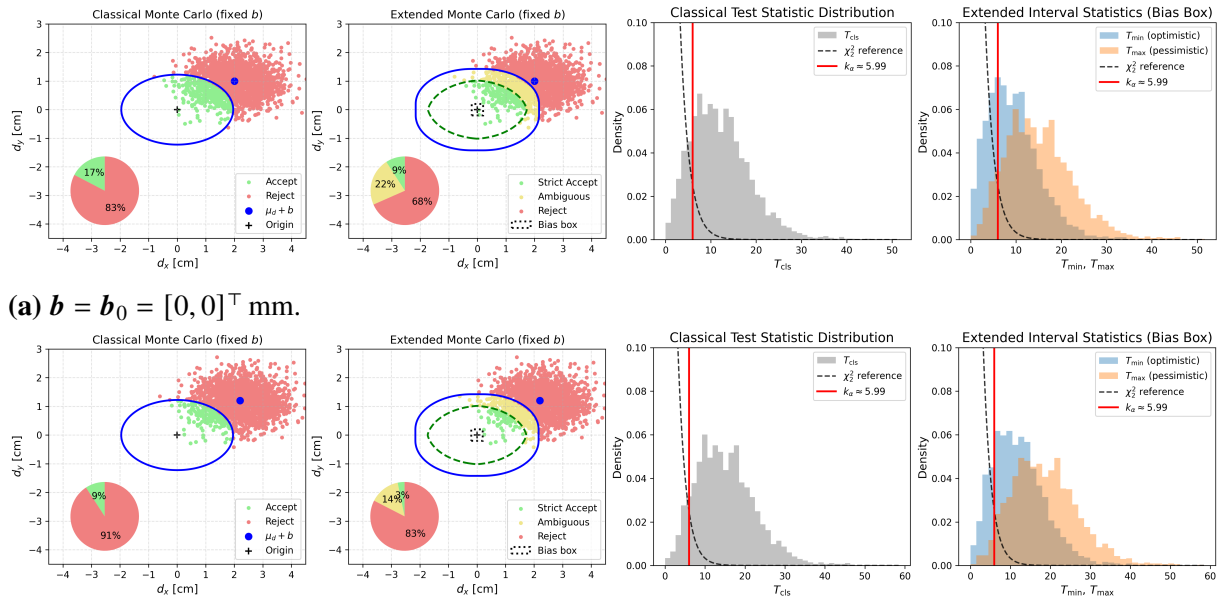


Abb. 1: Error-box case: bias maps over $\mathbf{b} \in [-2, 2] \times [-2, 2]$ mm. Top: classical maps $P_{\text{cls}}(\text{reject} \mid \mathbf{b})$ and $P_{\text{cls}}(\text{accept} \mid \mathbf{b})$. Bottom: extended maps $P_{\text{ext}}(\text{reject} \mid \mathbf{b})$, $P_{\text{ext}}(\text{ambiguous} \mid \mathbf{b})$, and $P_{\text{ext}}(\text{strict accept} \mid \mathbf{b})$.



(a) $\mathbf{b} = \mathbf{b}_0 = [0, 0]^\top$ mm.

(b) $\mathbf{b} = \mathbf{b}_{\text{max}} = [2, 2]^\top$ mm.

Abb. 2: Error-box case: conditional Monte Carlo displacement samples and decisions for two fixed bias settings (centre and extreme).

by an admissible bias correction. In particular, the ambiguous probability is largest where the deterministic bias most effectively counteracts the mean displacement.

Representative conditional clouds and statistics. We illustrate two fixed settings, $\mathbf{b}_0 = (0, 0)^\top$ mm and $\mathbf{b}_{\max} = (2, 2)^\top$ mm. Figure 2 summarizes the corresponding conditional Monte Carlo outcomes: for each bias setting it shows the displacement cloud together with the decision regions, and the associated empirical distributions of T_{cls} as well as the interval endpoints (T_{\min}, T_{\max}) relative to the critical value k_α . The spread between T_{\min} and T_{\max} quantifies how strongly admissible bias corrections can shift the statistic from an optimistic (best-case) to a pessimistic (worst-case) interpretation.

3.2 Zonotope Example

A zonotope bias model represents remaining systematic effects with structured behavior between components. We use

$$\boldsymbol{\mu}_d = \begin{bmatrix} 2 \\ 1 \end{bmatrix}, \quad \boldsymbol{\Sigma}_d = \begin{bmatrix} 0.8^2 & 0 \\ 0 & 0.5^2 \end{bmatrix}, \quad \mathcal{B} = \{\mathbf{G}\mathbf{u} : \mathbf{u} \in [-1, 1]^3\}, \quad \mathbf{G} = \begin{bmatrix} 0.2 & 0 & 0.2 \\ 0 & 0.2 & 0.2 \end{bmatrix}, \quad \alpha = 0.05.$$

Because the third generator contributes to both components, the bounding box of \mathcal{B} extends to ± 4 mm in each coordinate; therefore the maps are shown over $(b_x, b_y) \in [-4, 4] \times [-4, 4]$ mm, with values defined only inside the admissible zonotope. For visualization, admissible biases are generated by sampling $\mathbf{u} \in [-1, 1]^3$ and setting $\mathbf{b} = \mathbf{G}\mathbf{u}$. This procedure yields a dense coverage of \mathcal{B} , but is not strictly uniform inside the zonotope; exact uniform sampling is not required for the conditional map visualization shown here.

Bias maps (classical vs. interval-extended). Figure 3 reports conditional decision probabilities as functions of the fixed bias $\mathbf{b} \in \mathcal{B}$. The zonotope’s preferred directions induce an anisotropic admissible bias set, which in turn changes the extent and shape of the ambiguity region compared to the axis-aligned box.

Representative conditional clouds and statistics. We again show two fixed settings, $\mathbf{b}_0 = (0, 0)^\top$ mm and $\mathbf{b}_{\max} = (2, 2)^\top$ mm. Figure 4 summarizes the corresponding conditional outcomes: for each bias setting, it shows the displacement cloud together with the decision regions, and the associated empirical distributions of T_{cls} and (T_{\min}, T_{\max}) relative to the critical value k_α .

4 Discussion and Conclusions

When remaining systematic effects are modeled as a bounded set \mathcal{B} , the classical quadratic-form statistic extends to an interval $[T] = [T_{\min}, T_{\max}]$. This yields a three-valued decision rule that distinguishes outcomes that are robust to *all* admissible biases (*strict accept* or *reject*) from outcomes that cannot be decided without additional information (*ambiguous*). In the 2D setting, the geometry is explicit: the classical acceptance ellipse \mathcal{E} induces an inner strict-accept region $\mathcal{E} \ominus \mathcal{B}$ and an outer robust-reject boundary $\mathcal{B} \oplus \mathcal{E}$, with the grey zone between them.

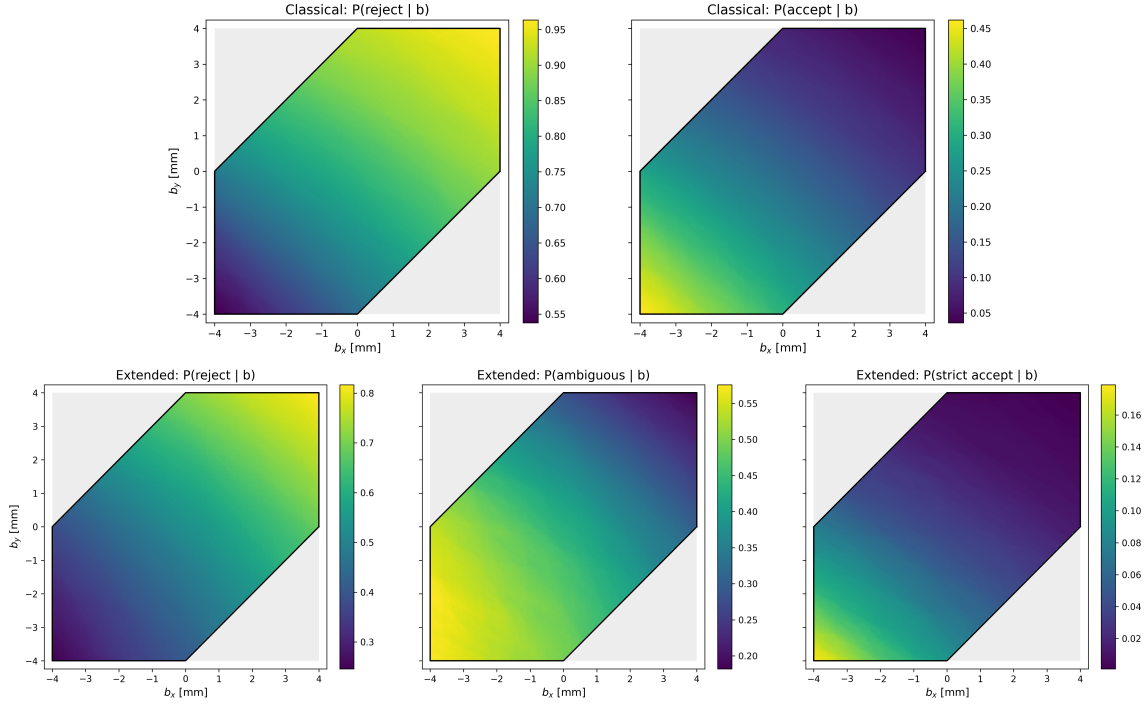
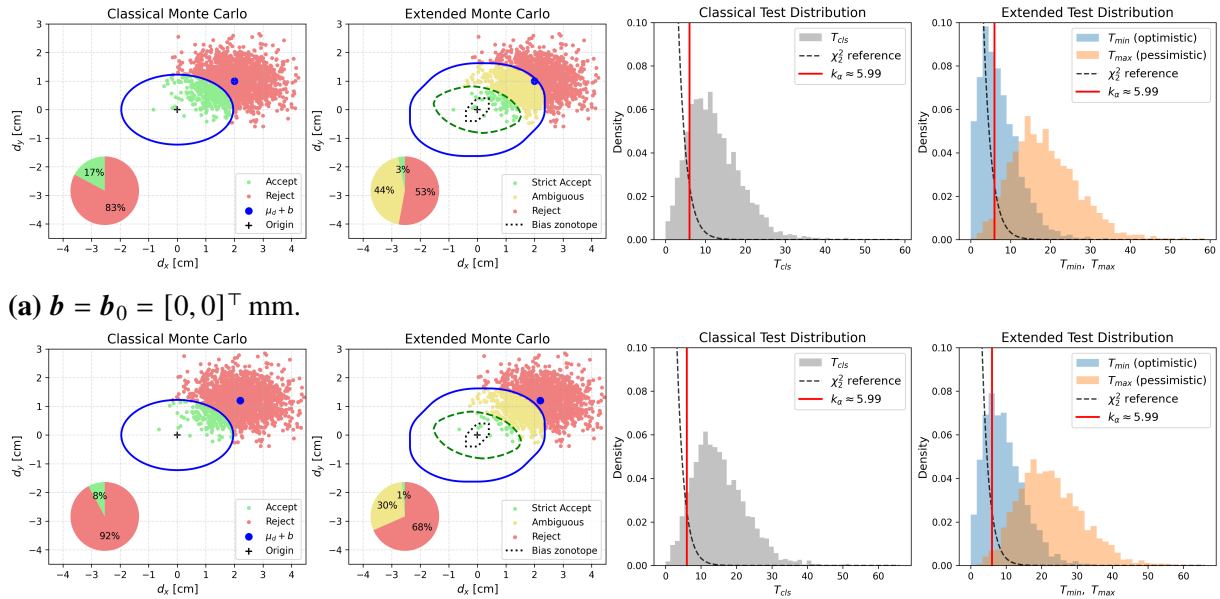


Abb. 3: Error-box case: bias maps over $\mathbf{b} \in [-2, 2] \times [-2, 2]$ mm. Top: classical maps $P_{\text{cls}}(\text{reject} \mid \mathbf{b})$ and $P_{\text{cls}}(\text{accept} \mid \mathbf{b})$. Bottom: extended maps $P_{\text{ext}}(\text{reject} \mid \mathbf{b})$, $P_{\text{ext}}(\text{ambiguous} \mid \mathbf{b})$, and $P_{\text{ext}}(\text{strict accept} \mid \mathbf{b})$.



(a) $\mathbf{b} = \mathbf{b}_0 = [0, 0]^T$ mm.

(b) $\mathbf{b} = \mathbf{b}_{\text{max}} = [2, 2]^T$ mm.

Abb. 4: Zonotope case: conditional Monte Carlo displacement samples and decisions for two fixed bias settings (centre and extreme).

The simulations demonstrate that ignoring remaining systematics can substantially shift the binary decision probabilities of the classical test, particularly when admissible biases are aligned or anti-aligned with the displacement direction. The interval extension avoids overconfident conclusions by allocating probability mass to an interpretable ambiguity region. The size and

structure of this region depend on both the stochastic anisotropy (through Σ_d) and the chosen bias model (box versus zonotope). In practice, this implies that constructing a plausible admissible set \mathcal{B} is a central modeling step and should be tied to the dominant residual systematic effects of the employed sensor and processing pipeline.

Effect of set geometry and orientation. The ambiguity region is governed by the geometry of \mathcal{B} relative to the stochastic acceptance ellipse. For an axis-aligned box, the Minkowski difference $\mathcal{E} \ominus \mathcal{B}$ can be interpreted as shrinking the ellipse by the box support function; hence, directions where the ellipse is narrow relative to the box are affected most. If Σ_d is not diagonal (rotated ellipse), the grey zone changes accordingly because the admissible set and ellipse are no longer aligned. Zonotopes generalize this behavior by introducing preferred directions via their generators, which can enlarge or reduce the grey zone anisotropically.

Outlook. Future work will focus on (a) deriving admissible bias sets \mathcal{B} from TLS processing chains (registration, surface modeling, and incidence-angle effects), (b) exact computation of T_{\min} and T_{\max} via convex optimization and vertex enumeration for general polytopes, and (c) extension to higher-dimensional displacement parameters and spatially distributed tests on surfaces.

References

- CASPARY, W & RÜEGGER, J.M. *Concepts of Network and Deformation Analysis*. Number 11. School of Surveying, The University of New South Wales, Kensington, NSW, 1987. ISBN 0858390442.
- HEUNECKE, O, KUHLMANN, H, WELSCH, W, EICHHORN, A, & NEUNER, H. *Handbuch Ingenieurgeodäsie: Auswertung geodätischer Überwachungsmessungen*. Wichmann, Berlin/Offenbach, 2., neu bearbeitete und erweiterte auflage edition, 2013.
- KUTTERER, H. Zum umgang mit ungewissheit in der geodäsie: Bausteine für eine neue fehlertheorie. Reihe C 553, Deutsche Geodätische Kommission (DGK), München, 2002.
- MOORE, R.E, KEARFOTT, R.B, & CLOUD, M.J. *Introduction to Interval Analysis*. SIAM, Philadelphia, PA, 2009.
- NAEIMAEI, R & SCHÖN, S. Interval-based uncertainty bounding for terrestrial laser scanning observations. *ISPRS Annals of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, X-G-2025:599–606, 2025a. doi: 10.5194/isprs-annals-X-G-2025-599-2025. ISPRS Geospatial Week 2025.
- NAEIMAEI, R & SCHÖN, S. Deterministic uncertainty for terrestrial laser scanning observations based on intervals. *Journal of Applied Geodesy*, 19(3):385–394, 2025b. doi: doi:10.1515/jag-2025-0034.

- NEUMANN, I & KUTTERER, H. Geodetic deformation analysis with respect to observation imprecision. In *Proceedings of the XXIII FIG Congress: Shaping the Change*, pages 1–15, Munich, Germany, 2006. TS 68 – Deformation Measurements of Dams (October 8–13, 2006).
- NEUMANN, I & KUTTERER, H. Congruence tests and outlier detection in deformation analysis with respect to observation imprecision. *Journal of Applied Geodesy*, 1:1–7, 2007. doi: 10.1515/JAG.2007.001.

On the suitability of spherical glass-body reflectors in industrial applications

Michael LÖSLER^{1,*} (0000-0002-1979-263X), Kira-Lynn KOPITZKE² (0009-0008-5567-1641) & Cornelia ESCHELBACH¹ (0000-0003-4959-8712)

¹ Laboratory for Industrial Metrology, Faculty 1: Architecture, Civil Engineering, Geomatics, Frankfurt University of Applied Sciences, DE-60318 Frankfurt am Main, Germany

* Corresponding author, Email: michael.loesler@fra-uas.de

² Marpe Bau GmbH & Co. KG, Hauptstraße 40, DE-34477 Twistetal-Twiste, Germany

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-014](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-014), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

Abstract

In the field of industrial metrology, spherically mounted reflectors are often used in laser tracker applications. For high-precision measurements, the reflector consists of a mirrored corner cube centred in a steel ball with a typical radius of 1.5". This spherical design enables a three-point support of the reflector, realised by a magnetic mount, e.g., a drift-nest. In recent years, several surveying equipment suppliers have been offering affordable spherical glass-body reflectors and related accessories for classic terrestrial applications. This development provides a direct physical connection between different types of instruments, such as levelling instruments, total stations, laser scanners or laser trackers, and represents a unified interinstrumental interface. Ensuring an identical point of reference is a necessary condition for interoperability. For that reason, more than thirty spherical glass-body reflectors of different lots were evaluated in terms of precision and reliability. In order to investigate the suitability of these reflectors for industrial applications, the conformity of reference points, zero-point offsets, ball radii, and sphericity were examined in detail and compared with certified references. In addition, radial and lateral deviations as a function of the angle of incidence were studied.

1 Introduction

Measurements with laser-based instruments like total stations are limited by various external effects such as meteorological conditions or the type of the involved reflectors. The effect of meteorology is often reduced by observing the meteorological conditions, i.e., temperature, pressure, humidity, and – if necessary – carbon dioxide, and by applying the first velocity correction to the measured raw distance (RÜEGER, 1996, p. 74f). Alternatively, the meteorologically dependent change in the air refractive index is compensated by using a two-wavelength electro-optical distance measuring unit (EDM) (e.g. GUILLORY ET AL., 2024).

The impact of the involved reflector depends on the reflector type and the reflector composition. As shown by FAVRE & HENNES (2000), a 360° reflector consisting of several small prisms causes different systematic deviations than a commonly used circular standard reflector made of a single glass-body prism. On the one hand, due to the orientation dependent cyclic

deviations of 360° reflectors of several millimetres, this reflector type is not recommended for high-precision measurements (LACKNER & LIENHART, 2016). On the other hand, a standard reflector made of a single glass-body prism is typically characterized by an individual zero-point offset, a centring error, as well as an incident angle dependent radial and lateral deviation pattern as discussed by RÜEGER (1996, p. 148ff). Despite the significant impact on distance measurements, there is currently no specific standard for reflectors. However, both reflector types have been studied extensively, and the interested reader is referred to (e.g. BAUER & LIENHART, 2023; FAVRE & HENNES, 2000; LACKNER & LIENHART, 2016; WIESER, 2026; XIA ET AL., 2006; to cite but a few).

Laser trackers are often used in high-precision industrial applications. The EDM is derived from the Michelson interferometer, allowing distances to be measured with an uncertainty of a few micrometers. To ensure this precision, spherically mounted reflectors (SMR) are used, consisting of a mirrored corner cube centred in a steel ball with a radius of $\tilde{r} = 19.05$ mm. Typically, an SMR is magnetically mounted in a drift-nest, as the spherical design enables a three-point support of the reflector. Thus, an aligned SMR enables rotation around the instrument's line of sight and does not consist of a pitch and roll axis like standard reflectors used in terrestrial applications. Moreover, neither a zero-point offset nor radial and lateral deviations occur because an SMR is a glassless reflector. However, the centring of the cube, the ball radius and the sphericity of the surface affect the measurement. For that purpose, these deviations are in the range of a few submicrometers for a high-precision SMR, also used in this investigation as higher-order reference. In recent years, affordable spherical glass-body reflectors (SGR) and related accessories for classic terrestrial applications have been launched by several surveying equipment suppliers. The universal nature of the spherical design represents a unified interinstrumental interface and provides a direct physical connection between different types of instruments, such as levelling instruments, total stations, laser scanners or laser trackers. It even enables a combination of terrestrial observations with photogrammetric measurements. The necessary condition for interoperability is an identical point of reference. This contribution studies the quality of 1.5" spherical glass-body reflectors and evaluates the suitability of these reflectors for industrial applications.

After a brief description of the data sets, the conformity criteria are presented, the measurement methods are described, and the obtained results are presented and discussed. Section 2.1 evaluates the zero-point offset as the most important property. The radial and lateral deviations are investigated in Sect. 2.2. Geometric properties of the reflectors such as radius and centring are studied in Sect. 2.3. Section 2.4 focuses on deviations from the spherical form of the reflectors. Finally, Sect. 3 concludes this investigation.

2 Spherical glass-body reflectors

In order to investigate the quality of 1.5" spherical glass-body reflectors, twelve uncertified reflectors (serial no. 1445, purchased in 2013/14), ten certified reflectors (serial no. 1445.SN, purchased in 2020), and fourteen uncertified reflectors (serial no. 1448, purchased in 2024/25) were evaluated. Hereinafter, these different lots are distinguished by their respective serial numbers. The reflectors are manufactured by Bohnenstingl. The certified reflectors were factory checked using a laser tracker AT901 (Hexagon) with an EDM wavelength of 795 nm.

Nominal values of the SGR for the ball radius r , the height of the apex a and the distances between the surface front and the centre b , respectively, as well as the specified zero-point offset c are summarized in Tab 1 (BOHNENSTINGL, 2022, p. 73; BOHNENSTINGL, 2025, p. 54). Figure 1 depicts spherical glass-body reflectors of the three investigated lots. The blue, red and green drift-nests correspond to 1445, 1445.SN and 1448 type reflectors, respectively. Higher-order references are placed in front of the reflectors to be examined.



Fig. 1: Spherical glass-body reflectors of the investigated lots and higher-order references. Back: An uncertified 1445 reflector is mounted on a blue drift-nest, a certified 1445.SN reflector on a red drift-nest, and an uncertified 1448 reflector on a green drift-nest. Front: The glassless reference SMR is a red-ring reflector and mounted on a black drift-nest, while the reference steel ball is mounted on a silver drift-nest.

To evaluate the suitability of spherical glass-body reflectors for industrial applications, all measurements were performed using Hexagon's laser tracker AT960 together with a 1.5" SMR. The maximum permissible error (MPE) of an observed position is specified by $15 \mu\text{m} + \frac{6 \mu\text{m}}{\text{m}}$. The centring, the sphericity and the ball radius of the 1.5" SMR are specified by $\leq 3 \mu\text{m}$, and provides a higher-order reference. To reduce the influence of unrecognized meteorological changes, all measurements were performed at a distance of less than 3 m using the instrument's precise measurement mode.

Table 1: Manufacturer specifications for SGR. For the 1445/1445.SN series, the standard deviation of the zero-point offset is derived from the statement that 90% of the values vary within a range of $\pm 0.1 \text{ mm}$ (BOHNENSTINGL, 2022, p. 73), while the standard deviation of the zero-point offset of the 1448 series is derived from the statement that 100% of the values vary within a range of $\pm 0.1 \text{ mm}$ (BOHNENSTINGL, 2025, p. 54).

Parameter name and abbreviation	Nominal value	
	1445/1445.SN	1448
Ball diameter $2r$	$38.10 \text{ mm} \pm 0.05 \text{ mm}$	$38.10 \text{ mm} \pm 0.03 \text{ mm}$
Apex height above front surface a	$19.30 \text{ mm} \pm 0.20 \text{ mm}$	$19.30 \text{ mm} \pm 0.20 \text{ mm}$
Surface front to centre distance b	$12.55 \text{ mm} \pm 0.10 \text{ mm}$	$12.55 \text{ mm} \pm 0.10 \text{ mm}$
Zero-point offset of uncertified prims c	$-16.90 \text{ mm} \pm 0.06 \text{ mm}$	$-16.90 \text{ mm} \pm 0.03 \text{ mm}$

2.1 Zero-point offset

The most important property of a glass-body reflector is the zero-point offset, which describes the extra path length of the laser beam in the glass-body. According to RÜEGER (1996, p. 157), the offset of an aligned reflector is defined as

$$c = -n a + b \quad (1)$$

and depends on the dimension of the reflector and the ratio between the refractive indices of air n_A and glass n_G given by

$$n = \frac{n_G}{n_A}. \quad (2)$$

According to the equation of VON SELLMEIER (1871), the shorter the wavelength is, the greater is the refractive index. Thus, the zero-point offset depends on the wavelength. Figure 2 depicts the refractive index of BK7 glass as a function of λ (POLYANSKIY 2024). The blue square and the yellow circle indicate a typical wavelength used by total stations and the AT960, respectively. The difference is about $\Delta c = 150 \mu\text{m}$.

If the dimension of the reflector or the wavelength is unknown, the zero-point offset results from the comparison between the reference distance \tilde{s} and the measured distance s to an SGR, i.e.,

$$c = \tilde{s} - s. \quad (3)$$

Measuring the reference reflector yielded \tilde{s} in this investigation. To account for any differences in the reflector's radii, the reflectors were mounted perpendicular to the instrument's line of sight. Each SGR was measured six times, with the SGR being rotated by approximately 60° about the surface normal after each observed distance. The reference distance was measured twice, i.e., at the beginning and the end of each experiment. This procedure was repeated for all reflectors under investigation.

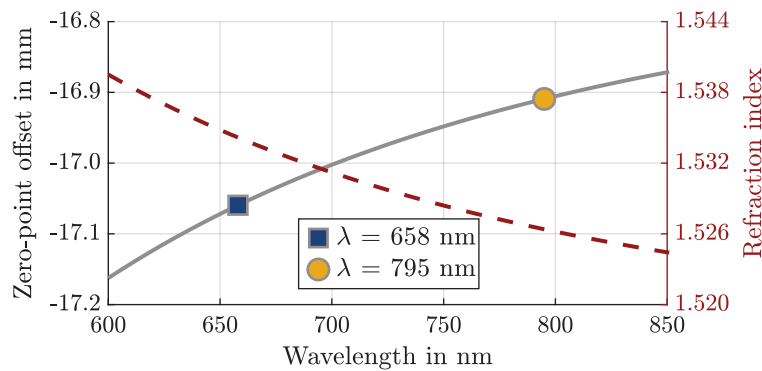


Fig. 2: Zero-point offset $c(\lambda)$ and refractive index $n(\lambda)$ of BK7 glass depicted as solid grey and dashed red curves, respectively, as functions of the wavelength λ . The blue square indicates a typical wavelength used by total stations. The yellow circle relates to the wavelength of the AT960.

Figure 3 shows the derived zero-point offsets of the different lots. The mean standard deviation is about 5 μm for the lots 1445 and 1445.SN, and 8 μm for the lot 1448. However, the zero-point offsets of the reflectors differ significantly, by up to 0.5 mm, and appear to be lot-dependent. The variation of the uncertified 1445 reflectors shown in blue is larger, with differences of up to 0.3 mm occurring.

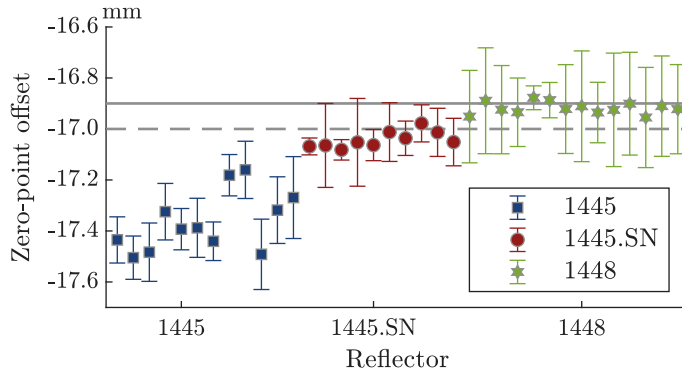


Fig. 3: Derived zero-point offsets. Uncertified 1445 reflectors are represented by blue squares, certified 1445.SN reflectors by red circles, and uncertified 1448 reflectors by green stars. Error bars (1σ) are scaled at a ratio of 20:1. The solid line and the dashed line indicate the nominal value and the certificate value, respectively.

For high-precision measurements, mixing reflectors from different lots is not recommended, even not for total station applications. The mean zero-point offset of the certified 1445.SN reflectors shown in red is about -17.05 mm and varies within a range of less than 0.1 mm. Similar variations are visible for the zero-point offsets of the uncertified 1448 reflectors shown in green. In contrast to the certified reflectors, the mean zero-point offset of the 1448 reflectors is -16.92 mm and closest to the nominal value. Thus, these reflectors are suitable for precise applications. However, the specified zero-point offset should be scrutinised w.r.t. the wavelength of the EDM – even if the reflectors are certified, cf. Fig. 2. Having a total station with an EDM wavelength of 658 nm, the zero-point offset of a certified SGR is about -17.2 mm, and deviates from the nominal value.

2.2 Radial and lateral deviations

Due to the different refractive indices of air and glass, systematic radial and lateral deviations arise, if the reflector is not exactly aligned to the instrument. Using ray tracing, PAULI (1969) derives the radial deviations along the line of sight as a function of the incident angle α , i.e.,

$$\varepsilon_r = a \left(n - \sqrt{n^2 - \sin^2(\alpha)} \right) - b + b \cos(\alpha). \quad (4)$$

As shown by RÜEGGER (1978), a misaligned reflector also refracts the beam at the front, resulting in an apparent displacement of the apex. This optical displacement caused lateral deviations perpendicular to the line of sight and can be expressed as

$$\varepsilon_l = (a - b) \sin(\alpha) - a \sec(\alpha_G) \sin(\alpha - \alpha_G), \quad (5)$$

where $\sin(\alpha_G) := \frac{1}{n} \sin(\alpha)$ follows from the law of refraction. Both systematic deviations are correctable, whenever the angle of incidence and the dimension of the reflector is sufficiently known (e.g. LÖSLER ET AL., 2013; KOPITZKE 2026).

To study the radial and lateral deviations, an SGM was placed on a rotation stage having the same height as the instrument's inclination axis. A total of six series were measured. In each series, the SGM was rotated from -45° to 45° using a step size of 5° , and each position was observed by the AT960. Afterwards, the SGM was rotated by approximately 60° about the surface normal and the procedure was repeated. Figure 4 shows the six series of radial deviations in a range of $\pm 35^\circ$ for the SGR under investigation. The lateral deviations are overlaid by an orientation-dependent pattern. Such a pattern occurs when the necessary orthogonality of the cube sides is not fulfilled and the centre of the prism deviates from the ball centre. This is confirmed by ray tracing on a virtual reflector.

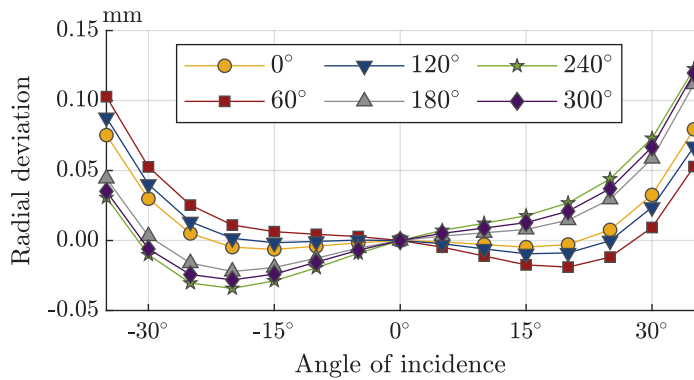


Fig. 4: Lateral deviations w.r.t. the incidence angle and the orientation about the surface normal. To get a better impression of the dependence of the reflector orientation. The incident angle is restricted to $\pm 35^\circ$ to better illustrate the dependence of the deviation on the reflector orientation.

In contrast to standard reflectors consisting of two defined axes of rotation, the orientation about the surface normal of a spherical reflector is arbitrary and almost unpredictable. While a reflector aligning of $\pm 20^\circ$ usually results in negligible deviations as depicted by the yellow series in Fig. 4, large centring deviations lead to additional and unexpected systematic deviations. In order to detect and compare only radial and lateral deviations, the reflectors were carefully pre-aligned.

Figure 5 shows the resulting deviations. The lateral deviations are significantly larger than the radial deviations. The reproducibility of the deviations within a specific lot is quite high, but the results of the lots clearly differ from each other. The uncertified 1445 reflectors yield smallest deviations. Differences in the glass-bodies used between the lots could be one reason for the curve deviations.

Using Eqs. (4), (5), corresponding correction functions were derived by means of a least-squares adjustment, whereby both systematic effects can be compensated for, whenever the angle of incidence is known. Otherwise, a conscientious alignment of the reflectors is strongly recommended for high-precision applications.

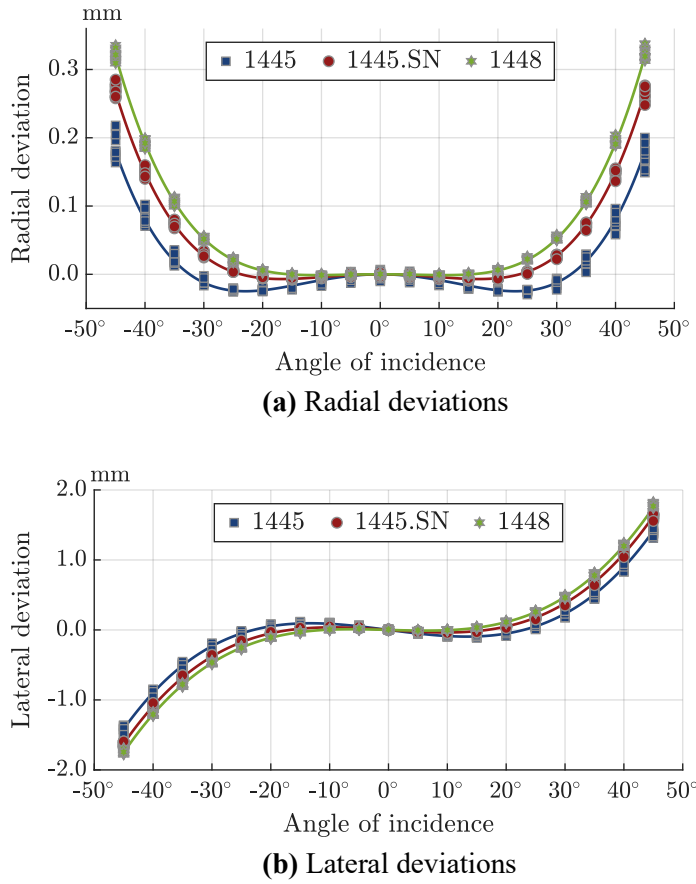


Fig. 5: Lateral and radial deviation of SGR w.r.t. the incident angle. Uncertified 1445 reflectors are represented by blue squares, certified 1445.SN reflectors by red circles, and uncertified 1448 reflectors by green stars. The blue, red and green lines indicate corresponding fitted curves.

2.3 Radius and centring

One of the advantages of spherical reflectors lies in the combination of different types of instruments, such as levelling instruments, total stations, laser scanners, laser trackers, or photogrammetric cameras. The necessary conditions are an equality of the ball radii and an identical point of reference. For that purpose, points lying on the surface were observed by the AT960. Due to the glass-body and the drift-nest, parts of the surface were not accessible so that an enclosed configuration is not possible. The observations were performed in dynamic measurement mode, resulting in a point cloud of about 700 surface points for each SGR under investigation. Based on surface points and in accordance with ISO 10360-6 (2001), the centre point \mathbf{X}_0 and radius r were derived using an orthogonal distance fit (LÖSLER & ESCHELBACH, 2020). The optimization problem to be solved reads

$$\min \mathbf{e}^T \mathbf{e} \quad \text{s. t.} \quad r^2 = \|\mathbf{X}_i - \mathbf{e}_i - \mathbf{X}_0\|_2^2, \quad (6)$$

where the i -th surface point reads \mathbf{X}_i , and \mathbf{e}_i is the corresponding residual vector. This constrained nonlinear optimization problem was numerically solved by a Sequential Quadratic Programming approach as discussed by LÖSLER (2020, 2025).

To verify the measurement procedure, a 1.5" steel ball (Aimess) was measured fourteen times. This reference steel ball is certified as grade G10 according to ISO 3290-1 (2014). The estimated mean radius reads $19.054 \text{ mm} \pm 1 \text{ }\mu\text{m}$, and deviates by $4 \text{ }\mu\text{m}$ from the nominal value, cf. Fig. 6. The estimated centre is confirmed by the directly measured position of the reference SMR. The difference between both positions is $4 \text{ }\mu\text{m} \pm 1 \text{ }\mu\text{m}$, see also Fig. 7. Thus, the configuration is suitable to obtain the parameters r and \mathbf{X}_0 .

The measurement procedure performed for each SGM comprised measuring the surface points as well as the centre of the SGM. This procedure was repeated three times for each SGM. Figure 6 depicts the estimated radii. Whereas the radii of certified 1445.SN reflectors are always smaller than the nominal value, the radii of the uncertified 1445 reflectors are greater than the nominal value. Differences of about $50 \text{ }\mu\text{m}$ can be found. The radii of the 1448 reflectors are close to the nominal value and almost identical to those of the reference steel ball. Moreover, the repeatability is slightly better for uncertified reflectors. The standard deviations of the uncertified reflectors are of the same order of magnitude as those of the reference steel ball. Contrary, the standard deviations of the certified reflectors are about ten times larger.

The manufacturer's certificate specifies the centring deviation as the difference between the directly measured centres of a reference SMR and the SGM being tested. The distance corresponds to the centring deviation if and only if the radii of both spheres are identical. According to Fig. 6, this condition is not fulfilled, and the certified centring deviation depends on the orientation and the mounting of the reflectors. The distance between the sphere centre and the directly measured SGR position represents the centring deviation as the difference between the optical and geometric centres. It characterizes how precisely the glass-body is centred in the steel ball. This quantity is important when, for instance, polar observations are combined with levelling data, or in reverse engineering, where the observed position is reduced by the ball radius to the tactile measured surface.

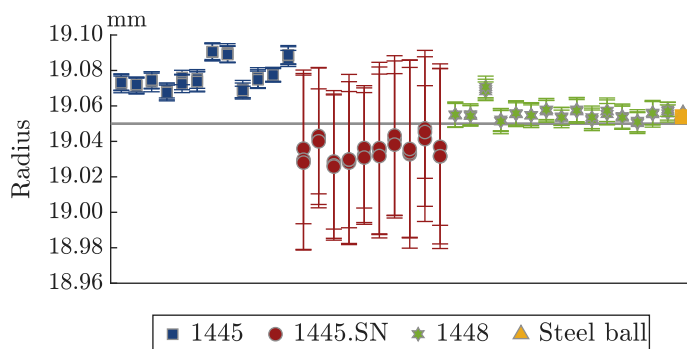


Fig. 6: Derived radii. Uncertified 1445 reflectors are represented by blue squares, certified 1445.SN reflectors by red circles, and uncertified 1448 reflectors by green stars. The results of the certified steel ball are shown in yellow. The solid line indicates the nominal value. Error bars (1σ) are scaled at a ratio of 20:1.

As shown in Fig. 7, the deviations are less than $250 \text{ }\mu\text{m}$. The repeatability is comparable for all lots under investigation. The standard deviations of the distances between the optical and the geometrical centres are $10 \text{ }\mu\text{m}$, and are dominated by the dispersion of the directly observed SGM position derived by uncertainty propagation.

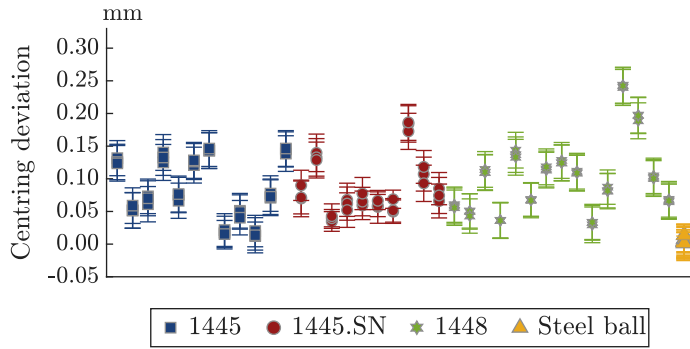


Fig. 7: Centring deviations of SGR, defined as the distance between the centre of the sphere and the directly measured SGR position, i.e., the optical and geometric centres. Uncertified 1445 reflectors are represented by blue squares, certified 1445.SN reflectors by red circles, and uncertified 1448 reflectors by green stars. For comparison, the difference between the reference SMR and the centre of the reference steel ball is shown in yellow. Error bars (1σ) are scaled at a ratio of 3:1.

In practical applications, where reflectors are exchanged or replaced by other spherical targets such as photogrammetric markers or scan targets, the centring and radius deviations overlap and must be taken into account. The combined deviation is cyclical and depends on the orientation and mounting of the reflectors. In the worst case, both deviations accumulate, resulting in a deviation greater than 200 μm .

2.4 Sphericity

The large standard deviations of the radii shown in Fig. 6 indicate greater surface roughness of the certified 1445.SN reflectors. According to ISO 1101 (2017), the sphericity describes the deviation from the spherical form. It is defined as the radial distance between two concentric spheres having an identical centre \mathbf{X}_0 , i.e., the smallest circumscribed sphere with radius r_{\min} and the greatest inscribed sphere with radius r_{\max} . Both spheres characterize the minimum zone $\Delta r = r_{\max} - r_{\min}$ containing all measured surface points. The corresponding optimization problem reads

$$\min\{r_{\max}^2 - r_{\min}^2\} \quad \text{s. t.} \quad \begin{aligned} 0 &\leq r_{\max}^2 - \|\mathbf{X}_i - \mathbf{X}_0\|_2^2 \\ 0 &\leq \|\mathbf{X}_i - \mathbf{X}_0\|_2^2 - r_{\min}^2 \end{aligned} \quad (7)$$

and is numerically solved by an interior point method. For a worthwhile contribution to the interior point method and practical algorithms, interested readers are referred to the textbook written by WRIGHT (1997).

In order to verify the sensitivity of the performed measurement procedure, fourteen repeated measurements of the certified steel ball were evaluated, because the sphericity of the ball is specified by 0.5 μm and provides a higher-order reference. The obtained minimum zone reads $10 \mu\text{m} \pm 3 \mu\text{m}$, which lies within the specification of the laser tracker, and confirmed the procedure.

Figure 8 depicts the derived minimum zone spheres and clearly confirms the assumption of greater surface roughness of the certified 1445.SN reflectors. The minimum zone spheres

within a lot are almost identical. The averaged minimum zone of the certified 1445.SN reflectors reads $135\ \mu\text{m} \pm 20\ \mu\text{m}$. The repeatability of the minimum zone spheres of the uncertified reflectors is noticeably higher. The mean values are $20\ \mu\text{m} \pm 3\ \mu\text{m}$ and $30\ \mu\text{m} \pm 4\ \mu\text{m}$ for the lots 1445 and 1448, respectively. Both values are close to the result obtained for the steel ball.

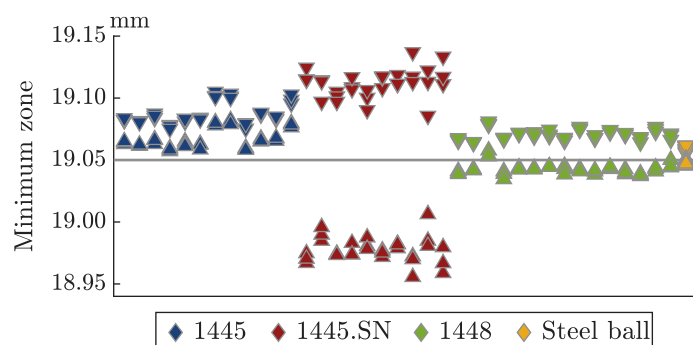


Fig. 8: Derived minimum zone spheres. The reflectors of the lots 1445, 1445.SN, and 1448 are coloured in blue, red, respectively, and green. Upward-pointing and downward-pointing triangles indicate the radii r_{\min} , r_{\max} , respectively. The results of the steel ball are shown in yellow. The solid line indicates the nominal value.

There is a significant difference in manufacturing quality between the ball housing of the reflectors used in different lots. The roughness of the surface affects the three-point support of the reflectors mounted in a drift-nest. Even if the glass-body is perfectly centred, unpredictable deviations occur when the alignment of the reflector changes.

3 Conclusion

Spherical glass-body reflectors and related accessories are becoming increasingly important in metrology and surveying engineering. The spherical design allows for a flexible combination of almost all relevant surveying techniques. The manufacturing precision of accessories has a significant impact on the uncertainty budgeting of the measurement process. In this contribution, thirty-six 1.5" spherical glass-body reflectors of different lots manufactured between 2013 and 2025 were studied. Beside optical related quantities like the zero-point offset and misalignment effects, the dimension and the tolerance of form were examined in detail for the first time. A direct comparison of the lots revealed significant differences in both optical and geometrical properties. In the worst case, when the absolute values of the detected deviations are accumulated, the resulting error exceeds 0.5 mm. Thus, mixing reflectors from different lots should be avoided.

A high degree of repeatability of the measured quantities for reflectors from the same lot was observed. These reflectors are suitable for most terrestrial applications. However, it is recommended to validate the nominal values w.r.t. the instrument's wavelength and the field of application. For high-precision industrial applications, the reflectors should only be used in fixed installations and in configurations with restricted angles of incidence. The newly released 1448 reflector series exhibit manufacturing improvements. Ball radius, sphericity, and zero-

point offset are close to their nominal values. The remaining deviations are negligible for most total station applications.

Currently, there is no specific standard for reflectors that defines geometric properties and specifies quality standards. The establishment of such a standard would provide a basis for objective comparisons and is recommended by the authors.

Acknowledgments

We thank Thore Oliver Overath from Overath & Sand Vermessungsingenieure for providing the lot of the newly released 1448 reflectors. We also express our gratitude to the team of Bohnenstingl GmbH, in particular Klaus and Tim Bohnenstingl as well as Oliver Lang, for their support and fruitful discussions.

References

- BAUER, P. & LIENHART, W. (2023). Augmentation approaches for geodetic permanent monitoring systems in dynamic urban environments. *Surv Rev*, 56(398), pp. 500–508. 10.1080/00396265.2023.2293555
- BOHNENSTINGL GMBH (2022). Bohnenstingl – Surveying Tools and Accessories – Complete Catalog 2023, Version 221016.
- BOHNENSTINGL GMBH (2025). Bohnenstingl – Surveying Tools and Accessories – Complete Catalog 2026, Version 251002.
- FAVRE, C. & HENNES, M. (2000). Zum Einfluss der geometrischen Ausrichtung von 360°-Reflektoren bei Messungen mit automatischer Zielerfassung. *VPK*, 98(2), pp. 72–78. 10.5445/IR/1000010475
- GUILLORY, J., TRUONG, D., WALLERAND, J.-P., & ALEXANDRE, C. (2024). A sub-millimetre two-wavelength EDM that compensates the air refractive index: uncertainty and measurements up to 5 km. *Meas Sci Technol*, 35(2), 025024. 10.1088/1361-6501/ad0a22
- ISO 10360-6 (2001). Geometrical Product Specifications (GPS) – Acceptance and reverification tests for coordinate measuring machines (CMM) – Part 6: Estimation of errors in computing Gaussian associated features.
- ISO 1101 (2017). Geometrical product specifications (GPS) – Geometrical tolerancing – Tolerances of form, orientation, location and run-out.
- ISO 3290-1 (2014). Rolling bearings – Balls – Part 1: Steel balls.
- KOPITZKE, K.-L. (2026). Prozessbegleitende Referenzlängenbestimmung von großen drehbaren Objekten in photogrammetrischen Anwendungen, *VDVmagazin*.
- LACKNER, S. & LIENHART, W. (2016). Impact of Prism Type and Prism Orientation on the Accuracy of Automated Total Station Measurements. 3rd Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM).
- LÖSLER, M. (2020). Zur Parameterschätzung mit unterschiedlichen Koordinatendarstellungen. *zfv*, 145(6), pp. 385–392. 10.12902/zfv-0319-2020

- LÖSLER, M. & ESCHELBACH, C. (2020). Orthogonale Regression – Realität oder Isotropie? *tm*, 87(10), pp. 637–646. 10.1515/teme-2020-0063
- LÖSLER, M., HAAS, R., & ESCHELBACH, C. (2013). Automated and continual determination of radio telescope reference points with sub-mm accuracy: results from a campaign at the Onsala Space Observatory. *J Geod*, 87(8), pp. 791–804. 10.1007/s00190-013-0647-y
- LÖSLER, M. (2025). Zur Einordnung der geodätischen Ausgleichungsrechnung in der numerischen Optimierung. *zfv*, 150(4), pp. 262–270. 10.12902/zfv-0508-2025
- PAULI, W. (1969). Vorteile eines kippbaren Reflektors bei der elektrooptischen Streckenmessung. *Vermessungstechnik*, 17(11), pp. 412–415.
- POLYANSKIY, M.N. (2024). Refractiveindex.info database of optical constants. *Scientific Data*, 11(1). 10.1038/s41597-023-02898-2
- RÜEGER, J.M. (1978). Misalignment of EDM reflectors and its effects. *Aust Surv*, 29(1), pp. 28–36. 10.1080/00050326.1978.10441465
- RÜEGER, J.M. (1996). *Electronic Distance Measurement: An Introduction*, 4 ed., Springer, Berlin. 10.1007/978-3-642-80233-1
- VON SELLMEIER, W. (1871). Zur Erklärung der abnormen Farbenfolge im Spectrum einiger Substanzen. *Annalen der Physik*, 219(6), pp. 272–282. 10.1002/andp.18712190612
- WIESER, A. (2026). Korrektur von Prismeneffekten auf Totalstationsmessungen. In Lienhart, W. (Ed.): *Ingenieurvermessung 2026*, Verlag der Technischen Universität Graz.
- WRIGHT, S.J. (1997). *Primal-Dual Interior-Point Methods*. Society for Industrial and Applied Mathematics (SIAM), Philadelphia. 10.1137/1.9781611971453
- XIA, Z., LUO, Y., ZHENG, Y., & PAN, H. (2006). Error analysis of a reflector in total station angle measurement. *Third International Symposium on Precision Mechanical Measurements*, Vol. 6280, 62802X. 10.1117/12.716307

Monitoring

Empirische Untersuchung der Separationsmöglichkeiten von mechanisch und thermisch induzierten Dehnungsänderungen in einer Dehnungsmessfaser für das Kaimauermonitoring mit Brillouin DFOS

Clemens SEMMELROTH¹ (0009-0000-4718-911X), Ellen HEFFNER² (0000-0002-0823-0893) & Harald STERNBERG³ (0000-0002-1905-2287)

¹ HafenCity Universität Hamburg, clemens.semmelroth@hcu-hamburg.de

² HafenCity Universität Hamburg

³ HafenCity Universität Hamburg

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-015](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-015), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

Kurzfassung

Verteilte faseroptische Sensorik eignet sich aufgrund der engmaschigen, weitläufigen Dehnungsmessungen für das Monitoring von alternden Kaimauern in Häfen. Zentrale Einflussgrößen auf die Objektdeformation wie auch das Monitoring selbst sind in Tidehäfen wie dem Hamburger Hafen einerseits zyklisch schwankende hydrostatische Drücke sowie wechselnde Temperaturbedingungen der beiden umgebenden Medien Wasser und Luft.

Nicht nur bezogen auf wechselnde Umweltbedingungen in Tidehäfen, sondern auch im Allgemeinen stellt bei der verteilten faseroptischen Dehnungsmessung die Überlagerung von mechanisch (durch Deformation) und thermisch (durch Temperatur) bedingten Dehnungsänderungen eine grundlegende Herausforderung dar. Selbst bei Brillouin-Streuung basierten faseroptischen Messsystemen, deren Signale sowohl hinsichtlich der thermischen als auch der mechanischen Einwirkung analysiert werden können, ist die Verwendung von zwei unterschiedlichen Fasern zur Separation beider Einflussfaktoren üblich. Die Separation beider Größen innerhalb einer einzelnen Messfaser hingegen ist aufgrund der notwendigen Laborkalibrierung der Messfaser hinsichtlich Temperatur und Dehnung aufwendig.

Der vorliegende Beitrag reiht sich in bisherige Untersuchungen ein, die die Trennung von Temperatur- und Deformationseinwirkungen auf verteilte faseroptische Messungen in einem einzelnen Dehnungsmesskabel behandeln. Mithilfe eines Brillouin DFOS wird in einem praxisnahen Versuchsaufbau die Möglichkeit der In-situ Simultankalibrierung eines Dehnungsmesskabels auf Temperatureinflüsse empirisch untersucht. Die Ergebnisse der Arbeit behandeln die Separationsmöglichkeiten von Temperatur und Dehnung am Versuchsaufbau und zeigen eine Messkonfiguration, die die Isolierung von Temperatur durch Eliminierung von Dehnung ermöglicht.

1 Zielsetzung und Motivation

Durch kollabierende Brücken in Europa (MKP GMBH 2025, RAINews 2019) sind marode Infrastrukturbauwerke in den öffentlichen und politischen Fokus gerückt. Steigende Infrastrukturausgaben sind in Deutschland das Resultat, um Herausforderungen des Sanierungsdruckes zu bewältigen (BUNDESMINISTERIUM DER FINANZEN 2025). Unter Berücksichtigung endlicher Baukapazitäten ist einerseits die beschleunigte Sanierung bzw. Erneuerung von Brücken, Schienen, Tunneln, Leitungen u.v.m. notwendig, andererseits ist die Optimierung und Überwachung der Standzeit des Bestandes durch geodätisches Monitoring unvermeidbar.

Durch die Verfügbarkeit nicht klassisch geodätischer Sensoren steht eine Vielzahl technischer Möglichkeiten für individuelle Umsetzungen von Monitorings zur Verfügung. Das Repertoire an Monitoring-Techniken ist im zurückliegenden Jahrzehnt durch das geodätische Monitoring mittels Glasfasern ergänzt worden. Technologien wie verteilte faseroptische Sensorik (*DFOS*, engl.: distributed fiber-optic sensing) erlauben es dabei, in Glasfasern, die unmittelbar an Bau- oder Geostrukturen angebracht sind, lineare Dehnungsänderungen in nahezu jedem Punkt der Faser zu messen – hinweg über Strecken von mehreren Kilometern. Die Glasfaser, die selbst wie eine Vielzahl virtueller, aneinandergereihter Dehnungsmessstreifen wirkt, eignet sich dabei vor allem für weitläufige und örtlich kleinteilige Dehnungsmessungen an großflächigen Bauwerken.

Eine Besonderheit stellt die Verwendung von *DFOS* an alternden Kaimauern dar. Dieser Anwendungsfall wird bisher wenig beachtet. Senkrecht an einer Kaimauer appliziert, bilden die Sensoren jedoch eine Biegelinie, die wiederum als Indikator für die Standsicherheit dient (FEINDT & JESSEN 2024). Ein angestrebtes *DFOS*-Monitoring an Kaimauern ist im Gegensatz zur Applikation von *DFOS* in Tunneln oder an Brücken durch unterschiedliche Umgebungsbedingungen indes herausfordernd. Da Temperaturschwankungen zwischen den unterschiedlichen Medien Wasser und Luft auf die Dehnungsmessung mit *DFOS* wirken, soll in diesem Beitrag die Temperaturkalibrierung von Dehnungsmesskabeln untersucht werden. Ein Ziel der Untersuchung ist der Nachweis einer praxistauglichen, funktionalen Temperaturkompensation von verteilter Dehnungsmessung (*DSS*, engl.: Distributed Strain Sensing) durch die Bestimmung der Temperaturkoeffizienten anhand bekannter Wasser- und Lufttemperaturen für einen speziellen Messaufbau. Außerdem sollen durch die Konzeption des Versuchsaufbaus Herausforderungen bei zukünftigen Kaimauermonitorings identifiziert werden.

Im folgenden Abschnitt 2 wird der vorliegende Beitrag zunächst im praktischen und wissenschaftlichen Kontext eingeordnet, anschließend werden technische Hintergründe für das Verständnis von Sensorik und Versuchsaufbau erläutert. In Abschnitt 3 wird die Methodik der Untersuchung dargelegt und insbesondere der Versuchsaufbau detailliert beschrieben. Die Ergebnisse werden in Abschnitt 4 präsentiert und evaluiert, bevor sie in Abschnitt 5 diskutiert werden. Das Fazit in Abschnitt 6 schließt die Arbeit mit der Zusammenfassung von Inhalt und Erkenntnissen ab.

2 Temperatur- und Dehnungsmessung im DFOS-Monitoring

Verteilte faseroptische Sensorik wird bei geodätischen Überwachungsmessungen und allgemein im Structural Health Monitoring (SHM) allgemein eingesetzt, um bspw. Stahl- und Betonkonstruktionen von Brücken (GLIŠIĆ et al. 2007, LI et al. 2019), Tunnel und Stollen (BARNEFSKE et al. 2025, MONSBERGER et al. 2018, LIENHART et al. 2019) oder Stützmauern (LIENHART et al. 2018) langfristig und räumlich verteilt auf Standfestigkeit bzw. strukturelle Integrität zu überwachen. Im Weiteren wird die Forschung zunächst kurz im wissenschaftlichen Kontext verortet. Anschließend werden grob einige als wichtig erachtete technische Hintergründe zum B-DFOS dargelegt. In wissenschaftlicher Fachliteratur wird die Messung von mechanisch induzierten Deformationen als die Messung von „Dehnung“ bezeichnet, die Messung thermisch induzierter Deformationen wird oft schlicht mit der Messung von Temperatur vereinheitlicht, auch wenn beide Einflüsse sich in Dehnung widerspiegeln.

2.1 Thematische Einordnung

Erste größere und generelle Analysen von B-DFOS Signal-Charakteristika hinsichtlich der Temperatur und Dehnung haben beispielsweise PARKER et al. (1997), SMITH et al. (1999) und BAO et al. (2002) vorgestellt. Einen Beitrag zur Trennung von mechanisch und thermisch induzierten Dehnungen innerhalb einer Messfaser haben dann HOTATE et al. (2013) geliefert. In ihrer Studie zeigen HOTATE et al. (2013) mithilfe eines B-DFOS eine Möglichkeit zur Trennung von Temperatur und Dehnungsmessung und bestimmen Dehnungs- und Temperaturkoeffizienten für einen bestimmten Labor-Versuchsaufbau. Unterschiede zur vorliegenden Untersuchung liegen zunächst beim Einsatz von BOCDA (engl.: Brillouin Optical Correlation-Domain Analysis) und damit einhergehend einer höheren örtlichen und geometrischen Auflösung bei gleichzeitig kürzeren Messdistanzen in der Faser. Entscheidende Unterschiede liegen jedoch im Versuchsaufbau. HOTATE et al. (2013) verwenden eine Spezialfaser mit mehreren Brillouin-Peaks im Brillouin-Gain-Spektrum und messen lediglich im klassischen Fall eines Umgebungsmediums. Einblicke in die Kalibrierung von Glasfasern gibt NÖTHER (2010) in seiner Forschungsarbeit. In einer Temperatorkammer wird der Temperaturkoeffizient eines klassischen Messkabels für einen Bereich von -70°C bis 150°C bestimmt. In Abgrenzung zu diesem Ansatz wird in der vorliegenden Arbeit versucht, eine pragmatische Herangehensweise zur Kalibrierung durch einen kleineren Temperaturbereich zu prüfen.

Auch wenn LANCIANO & SALVINI (2020) zeigen, dass die Temperaturkompensation bei Projekten im SHM berücksichtigt wird, bleiben Temperaturkompensationen von Messfasern oft unberücksichtigt. Aufgrund der beiden unterschiedlichen Umgebungsmedien Wasser und Luft gilt es gerade beim Monitoring an Kaimauern praxistaugliche Konzepte zur Simultankalibrierung von Temperatureinflüssen zu finden.

2.2 Technische Hintergründe zum Versuchsaufbau: Brillouin DFOS

Es gibt eine Reihe unterschiedlicher DFOS-Techniken. Ihnen ist die Messung von Streuungseigenschaften in einem Glasfaserkern mithilfe eines eingekoppelten Lichtsignals gemein. Abb. 1a) zeigt den Aufbau eines Messkabels für die verteilte faseroptische

Dehnungsmessung. Während sich das eingekoppelte Lasersignal im meist $9\text{ }\mu\text{m}$ dicken Faserkern in nur einer Richtung und einem Modus ausbreitet, bildet das Cladding (hier $125\text{ }\mu\text{m}$) eine Glashülle mit verändertem Brechungsindex (HARTOG 2017). Für DSS werden meist jene Singlemode Kabel verwendet, für verteilte Temperaturmessung (DTS, engl.: Distributed Temperature Sensing) hingegen werden Kabel nach dem Aufbau in Abb. 1b) implementiert (FIBRISTERRE SYSTEMS GMBH 2020).

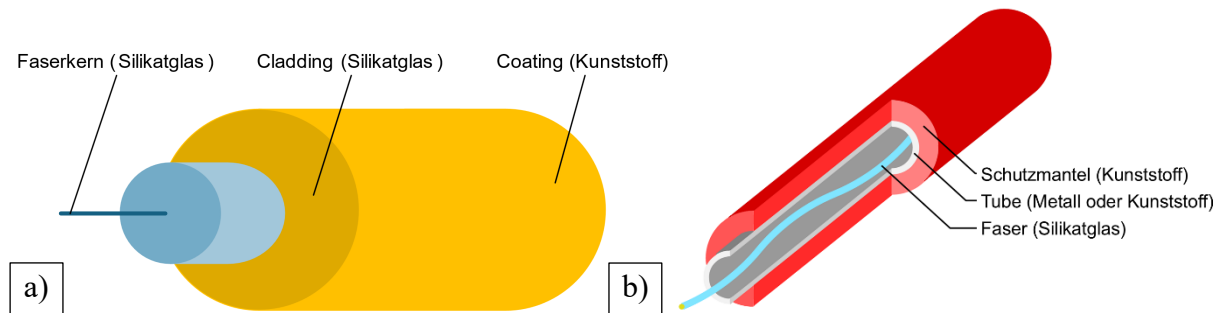


Abb. 1: a) Schematischer Aufbau einer Singlemode-Messfaser mit eng verbundenem Kunststoffmantel (*Tight-buffer Coating*). b) Schematischer Aufbau eines *Loose-tube* Kabels für die verteilte faseroptische Temperaturmessung (nach FIBRISTERRE SYSTEMS GMBH 2020).

Durch die örtliche Zuordnung mittel der Streuungseigenschaften über die gesamte Distanz der Faser, können Tausende virtuelle Messstellen erzeugt werden (s. Abb. 2). Systemeigenschaften wie Anzahl der Messstellen, Gesamtmessstrecke des Sensorkabels, Messfrequenz oder Präzision der Dehnungsmessung variieren jedoch nach Messprinzip. B-DFOS zeichnen sich dabei durch lange Messdistanzen und die Möglichkeit zur Messung verteilter Dehnungs- und Temperaturmessung aus. Die Schleifenkonfiguration in Abb. 2 ist bei BOFDA nötig und wird in dieser Arbeit aufgrund der im Vergleich zur Konfiguration mit offenem Faserende höheren Wiederholgenauigkeit verwendet.

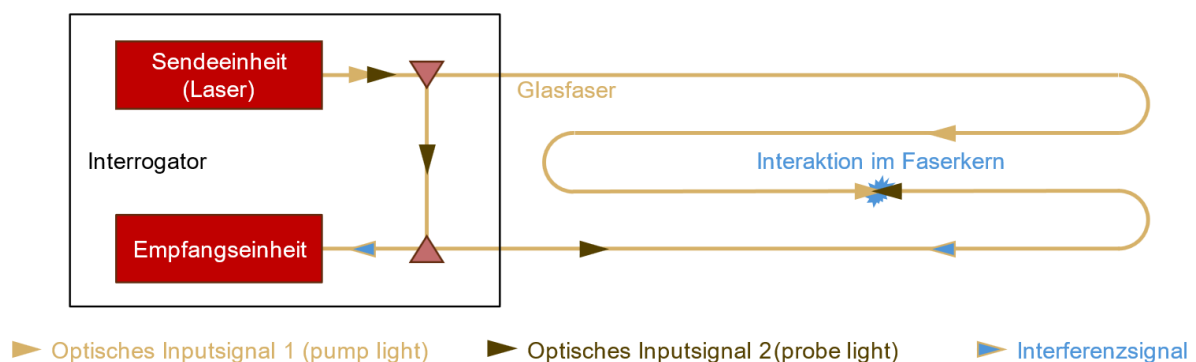


Abb. 2: Schema der Messung mit BOFDA. In beide Enden einer Glasfaser werden Lichtsignale eingekoppelt. Die Überlagerung beider erzeugt an jeder Position in der Faser stimulierte Brillouin-Streuung, deren Frequenz als Materialeigenschaft proportional zum Dehnungszustand interpretiert wird.

Der Interrogator sendet, empfängt und prozessiert Lasersignale, die in den Kern der Glasfaser eingekoppelt werden. Beide Input-Lasersignale interferieren kontinuierlich an jedem Punkt der

Faser, während das pump light innerhalb eines vorgegebenen Frequenzfensters variiert wird. Gesucht ist das Maximum des optisch-akustischen Interferenzsignals, bei dem die Faser akustisch zu schwingen beginnt (HOTATE et al. 2013). Die Frequenz des Interferenzsignals wird Brillouin-Frequenz genannt und ist an jedem Punkt der Faser individuell. Änderungen über die Zeit stellen sich als Brillouin Frequenzverschiebung f_B (BFS, engl.: Brillouin frequency shift) dar und sind proportional zur Dehnung aufgrund von thermischen und mechanischen Einflüssen. Die Einflüsse überlagern sich, lassen sich jedoch durch einfache lineare Zusammenhänge darstellen. Die Temperaturänderung ΔT und die mechanische Dehnungsänderung ε gehen nach HOTATE et al. (2013) und NÖTHER (2010) in die Brillouin Frequenzverschiebung mit

$$f_B = \varepsilon \cdot c_\varepsilon + \Delta T \cdot c_T \quad (1)$$

ein. Die Koeffizienten der Dehnung c_ε und der Temperatur c_T müssen für eine Trennung der Einflüsse bestimmt und kalibriert werden.

3 Datenerfassung

Kernziel der Untersuchung ist es, thermische Dehnungsänderungen von mechanischen Dehnungsänderungen in einem Dehnungsmesskabel zu trennen. Im Folgenden werden Dehnungen im Messkabel durch gezielte mechanische und thermische Einwirkung erzeugt. Da die Dehnung als abgeleitete Materialgröße proportional aus der BFS abgeleitet wird, wird im weiteren Verlauf die originäre Messgröße BFS betrachtet (FIBRISTERRE SYSTEMS GMBH 2020).

3.1 Sensorik und Messmaterial

Der eingesetzte B-DFOS Interrogator fibrisTerre fTB5020 erreicht in der verwendeten Brillouin Optical Frequency-Domain Analysis (BOFDA) Einstellung die höchste Wiederholgenauigkeit von ca. 100 kHz, was bei kalibrierten Fasern $\leq 0,2 \frac{\mu\text{m}}{\text{m}}$ für das DSS entspricht. Die Positionsauflösung beträgt ca. 20 cm (FIBRISTERRE SYSTEMS GMBH 2020). Messwerte werden jedoch auf ca. 5 cm Abstände interpoliert. Bei der Messfaser handelt es sich um eine Singlemode Messfaser (9/125 μm) mit 250 μm Coating, die gesamte Faserlänge beträgt ca. 21 m. Verklebt wurde die Faser mit einem 2-Komponenten Acrylklebstoff. Der Wassertank ist in orthogonaler Richtung mit einem zentral positionierten linearen Array von 16 Low-Cost Temperatursensoren ausgestattet. Dadurch kann die Temperaturvarianz im Wassertank evaluiert werden. Um eine Stratifizierung des Salzwassers zu vermeiden, sorgen zwei Ventilatoren für eine gleichmäßige Wassertemperatur. Betrachtet werden ausschließlich relative Temperaturunterschiede. Die Linearität der Temperaturmessung wird durch den Temperatursensor einer Conductivity-Temperature-Depth Sonde validiert.

3.2 Versuchsaufbau

Um thermisch bedingte Dehnungsänderungen von mechanischen Dehnungsänderungen zu trennen, wurde eine Vorrichtung angefertigt, die es zulässt, beide Größen in demselben Aufbau aufzuzeichnen. Mit der in Abb. 3a) dargestellten Versuchsvorrichtung sind zwei verschiedene *Deformationsstellungen* an der *Deformationsplatte* (in Abb. 3a) links) möglich. Die Richtung

der punktförmigen Deformation \vec{r}_{defo} führt in der Deformationsstellung zu einer Wölbung mit einer Auslenkung von 9,3 mm in orthogonaler Richtung im Vergleich zur *Neutralstellung* ohne Deformation. Die Deformationsstellung ist mit einer Standardabweichung von $s \approx 0,1$ mm reproduzierbar. Die *Kontrollplatte* (in Abb. 3a) rechts) dient zur Validierung der Messergebnisse und erfährt bei Deformationsstellung der Deformationsplatte in \vec{r}_{defo} eine maximale mittlere Auslenkung von 0,3 mm – der daraus resultierende Dehnungseinfluss wird aufgrund der orthogonalen Wirkrichtung vernachlässigt.

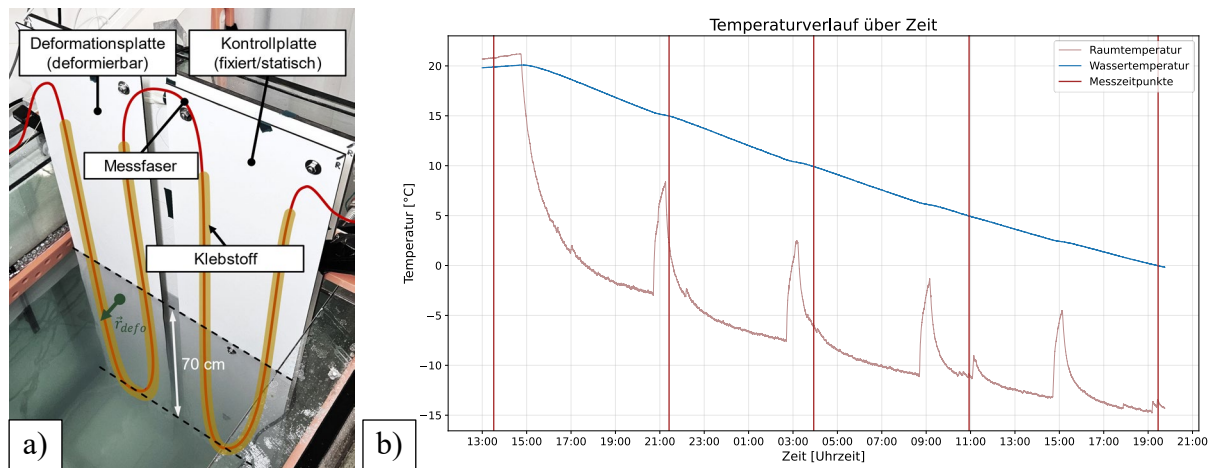


Abb. 3: a) Versuchsaufbau im Wassertank einer kühlbaren Kältekammer. b) Temperaturverläufe von Lufttemperatur in der Kältekammer und Wassertemperatur im Wassertank über den Kühlprozess hinweg. Die Messungen wurden manuell an den Zeitpunkten ausgelöst.

Die Versuchsvorrichtung ist aus Hochdruckschichtpressstoffplatten gefertigt und misst 1390×200×31 mm. Der thermodynamische Ausdehnungskoeffizient des Verbundwerkstoffs liegt mit $\alpha = 9 \cdot 10^{-6}$ (INTERNATIONAL COMMITTEE OF THE DECORATIVE LAMINATES INDUSTRY 2015, RESOPAL GMBH 2024) im Bereich von Baustahl. Die temperaturbedingten Materialausdehnungen von Objekt, Klebstoff und Coating können in diesem Aufbau jedoch nicht von der Faser getrennt werden und gehen wechselwirkend in die temperaturbedingten Dehnungen ein. Gleichzeitig gelten bei der Dehnungsübertragung die von HER & HUANG (2011) analysierten Wechselwirkungen der genannten Messmaterialien. Aus beiden Zusammenhängen folgt, dass sowohl Dehnungs- als auch Temperaturkalibrierung individuell für die in der Praxis verwendete Zusammenstellung von Faser, Coating, Klebstoff und Objektmaterial durchgeführt werden muss, um Objektverformungen oder Dehnungen korrekt abbilden zu können. Die Messfaser ist, wie Abb. 3a) zu entnehmen, je Platte in einem zwei parallelen senkrechten Strängen verklebt.

Die Messumgebung simuliert die Umweltbedingungen an einer Kaimauer. Die Versuchsvorrichtung ist in einem Wassertank verschraubt, sodass die Platten der Vorrichtung zur Hälfte mit Salzwasser bedeckt sind. Untergebracht sind Wassertank und Vorrichtung in einer auf bis zu -20°C regulierbaren Kältekammer des Eislabors, das vom Max-Planck-Institut für Meteorologie und der Forschungsgruppe Meereis des Instituts für Meereskunde der Universität Hamburg betrieben wird (WERNER 2023).

3.3 Messablauf

Die miniaturisierte Kaimauer im Wassertank wird durch die Lufttemperatur allmählich gekühlt. Die Temperaturkurven von Raum- und Wassertemperatur sind in Abb. 3b) dargestellt. Zu den im Vorfeld definierten Temperaturzuständen 20°C, 15°C, 10°C, 5°C und 0°C werden zunächst zwei Messungen mit Neutralstellung der Deformationsplatte und anschließend zwei Messungen in Deformationsstellung ausgelöst. Aufgrund einer durchschnittlichen Epochendauer von 13,5 Minuten, beläuft sich die Temperaturveränderung im Wasser während der Epochen im Mittel auf ca. 0,1°C und wird damit als konstant angenommen. Nach der Chronologie der Temperaturzustände werden im Weiteren die Ergebnisse betrachtet.

4 Ergebnisse

Insgesamt zeigen die Ergebnisse für den pragmatischen Versuchsaufbau, der eine Kaimauer kleinskalig nachahmt, deutlich unterscheidbare Temperatur- und Dehnungsmuster und liefern in Bezug auf die zukünftige Verwendung an Kaimauern zusätzliche Erkenntnisse. Im Weiteren werden Methodik der Auswertung, Messergebnisse und die Validierung der Ergebnisse dargelegt.

4.1 Herangehensweise bei der Auswertung

Örtlich gesehen werden die fortlaufenden Positionen x im Messkabel, die mit Klebstoff fixiert sind, betrachtet. Wie zuvor erläutert wird sich im Folgenden auf Faserpositionen x unterhalb der Wasserlinie fokussiert. Aufgrund der hohen Wärmeleitfähigkeit dient das Wasser als Referenzmedium für die Untersuchung, Temperaturzustände sind hier stabiler einstellbar als in Luft. Die betrachteten Faserabschnitte besitzen unter Wasser je Platte – die Wendepunkte der Faser am tiefsten Punkt eingerechnet – eine Länge von jeweils ca. 1,2 m. Bei der erwähnten örtlichen Auflösung von 20 cm ergeben sich fünf Messstellen je Platte. Durch eine B-DFOS interne Datenverarbeitung werden 23 Messstellen mit Abständen von ca. 5 cm generiert.

In der visuellen Analyse werden zunächst die Messdaten evaluiert, Fehlmessungen und Anomalien werden identifiziert und ggf. eliminiert. Bei der BFS-Messung stellen die Werte der Messstellen die Hochpunkte des Brillouin Gain Spektrums dar. Diese werden als BFS je Position abgetragen. Diese Darstellungen sind zunächst Kern der Ergebnisdarstellungen. Um zu zeigen, wie sich Temperatur- und Dehnungsänderungen auf die betrachteten Faserpositionen auswirken, werden sie zunächst getrennt betrachtet und durch Mittelwertbildung (eine Art grobe Approximation der Flächeninhalte unter den BFS) miteinander verglichen. Anschließend werden die Temperatur-BFS-Zusammenhänge der einzelnen Platten gegenübergestellt und die Fähigkeit der Versuchsvorrichtung zur Temperaturkalibrierung der Faser gezeigt.

4.2 Messung

Ergebnisse der Messungen sind BFS an jedem Punkt der Faser. Konkrete Messstellen werden durch die Zuordnung mehrerer BFS f_B zu einem diskreten Positionswert x in Abständen von 5 cm gebildet. Die Datenpunkte spiegeln die Peaks der Brillouin Gain Spektren wider. Die BFS beider Faserabschnitte sind in Abb. 4 dargestellt. Der Faserabschnitt des im Wasser

befindlichen Teils der Versuchsvorrichtung reicht bei der Deformationsplatte von Position 7,8 m bis 9,0 m und analog dazu bei der Kontrollplatte von Position 12,0 m bis 13,2 m. Beide BFS bewegen sich in einem Fenster von ca. 10,755 bis 10,790 GHz.

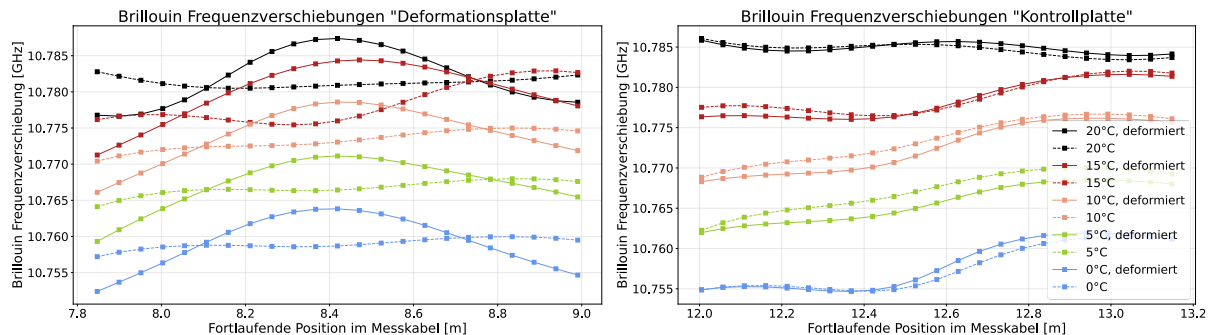


Abb. 4: Ergebnisdarstellungen im Detail und Gegenüberstellung der BFS von Deformationsplatte und Kontrollplatte zu unterschiedlichen Temperaturzuständen. Die einzelnen Verläufe setzen sich jeweils aus Doppelmessungen zusammen.

Hinsichtlich veränderter Temperaturzustände zeigen beide Platten, wie zu erwarten, ähnliche Verhalten. Abfallende Temperaturen äußern sich in einem konstanten, negativen Versatz im BFS. Besonders gilt das für die BFS-Verläufe der Temperaturzustände 10°C, 5°C und 0°C. Sie sind nahezu parallel, sowohl bei Neutralstellung als auch bei reproduzierbarer Deformationsstellung. Die BFS-Verläufe der Temperaturzustände 20°C und 15°C weichen *scheinbar* von denen der niedrigeren Temperaturzustände ab – insbesondere bei der Deformationsplatte ist dieser Effekt im BFS zu erkennen. Zurückzuführen sind diese Anomalien bei 20°C und 15°C auf abweichende Lufttemperaturzustände; außerhalb der BFS-Positions Ausschnitte in Abb. 4 wird die Faser vom Medium Luft beeinflusst. Wichtig sind im Versuchsaufbau demnach auch die Temperaturdifferenzen zwischen der Luft und Wasser (vgl. Abb. 3b)). Visuell zeigt auch die Kontrollplatte leichte Abweichungen zwischen beiden Deformationsstellungen. Anhand nachträglicher Labormessungen der Versuchsvorrichtung mittels Laser Tracker wird festgestellt, dass diese aus leichten Scherungen der Versuchsvorrichtung durch die Deformationsstellung hervorgehen. Dennoch ist ein geringerer Versatz vernehmbar als bei der Deformationsplatte.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der BFS-Mittelwerte [GHz] je Platte und Temperaturzustand. Die Differenzen je Temperaturunterschied indizieren trotz unterschiedlicher Deformationsstellung (deformiert/neutral) keine signifikanten Dehnungen.

	Deformationsplatte			Kontrollplatte		
	deformiert	neutral	Differenz	deformiert	neutral	Differenz
20°C	10,7821	10,7813	0,0008	10,7849	10,7847	0,0002
15°C	10,7801	10,7783	0,0018	10,7784	10,7788	-0,0004
10°C	10,7742	10,7733	0,0009	10,7725	10,7735	-0,0010
5°C	10,7674	10,7667	0,0007	10,7657	10,7672	-0,0016
0°C	10,7593	10,7590	0,0003	10,7580	10,7576	0,0004
	RMSD:		0,0010	RMSD:		0,0009

Um im nächsten Abschnitt den linearen Zusammenhang zwischen Temperatur und Dehnung darstellen zu können, werden die mittleren BFS der fünf Temperaturzustände je Platte und Deformationszustand gebildet. Diese sind in Tabelle 1 gegenübergestellt. Werden lediglich die Temperaturzustände 15°C bis 0°C betrachtet, liegen die Differenzen der Platten zwischen benachbarten Temperaturzuständen zwischen 6,3 und 9,6 MHz. Die Differenzen zwischen Deformations- und Neutralstellung je Platte hingegen liegen fast eine Potenz niedriger und in einem Bereich von $\text{RMSD} = 1$ MHz. Dies kann darauf hindeuten, dass Temperaturen trotz Deformationsstellung im vorliegenden Messaufbau isoliert werden können. Im nächsten Abschnitt soll dies durch die Bestimmung des linearen Zusammenhangs beider Deformationsstellungen gezeigt werden.

4.3 Temperaturcharakteristika im Versuchsaufbau

Um den Temperaturkoeffizienten c_T zu berechnen, wird der lineare Zusammenhang zwischen Temperatur und BFS hergestellt. Das Ergebnis ist in Abb. 5 dargestellt.

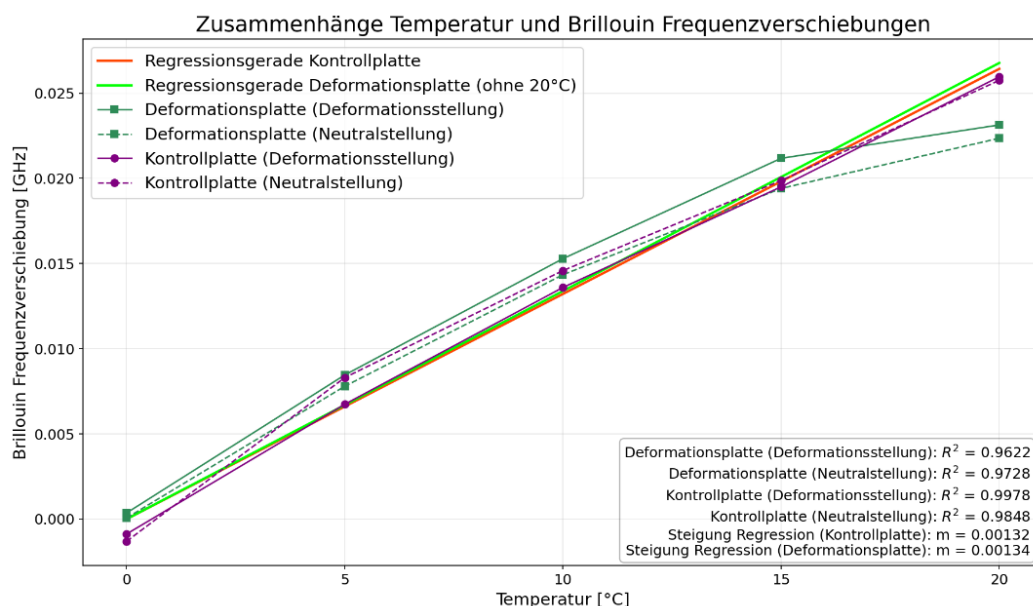


Abb. 5: Lineare Regression zwischen Temperatur und BFS. Um die Steigung zu verdeutlichen, sind die Geraden um den Achsenabschnitt 10,758 GHz reduziert. Zur Berechnung der Regressionsgeraden der Deformationsplatte wurden die Werte bei 20°C nicht berücksichtigt.

Die mittleren BFS wurden den Temperaturzuständen zugeordnet. Die Bestimmtheitsmaße R^2 validieren den linearen Zusammenhang. Als Ausreißer klassifiziert, gehen die Messungen der Deformationsplatte bei 20°C nicht in die Berechnung der Ausgleichsgeraden ein. Die Steigungen stellen den Temperaturkoeffizienten c_T dar. Für beide Regressionen lässt sich dieser zu $c_T = 1,3$ MHz/°C berechnen. Der Achsenabschnitt beträgt bei beiden Geraden 10,758 bzw. 10,789 GHz. Ein Einfluss der Dehnung hätte zu unterschiedlichen Achsenabschnitten niedergeschlagen (NÖTHER 2010). Durch die nahezu identischen Geraden zeigt sich jedoch, dass die Dehnung für den vorliegenden Fall isolierbar ist.

4.4 Vergleich mit Fachliteratur

In der Literatur lassen sich Kalibrierwerte für verschiedene Faserzusammensetzungen finden. NÖTHER (2010) bestimmt in Labor-Kalibriervorrichtungen für eine Standard-Messfaser den Dehnungskoeffizienten c_ε mit 61,4 MHz/1000 μm und den Temperaturkoeffizienten c_T mit 1,3 MHz/°C. HOTATE et al. (2013) verwenden eine Faser mit einem Temperaturkoeffizienten c_T zwischen 0,9 und 1,1 MHz/°C. Die Vergleichswerte der Temperaturkoeffizienten bestätigen die Fähigkeit des Messaufbaus, eine Temperaturkalibrierung durchzuführen. In den Ergebnissen in Abb. 4 können an der Deformationsplatte Ausschläge in den Deformationszuständen von etwa 10 MHz festgestellt werden, was nach dem Dehnungskoeffizienten von NÖTHER (2010) ca. 163 μm entspricht. Die Differenzen an der Deformationsplatte in Tabelle 1 legen jedoch nahe, dass die Deformationen im Bereich von 1 MHz liegen müssten. Zwar weist der Hersteller eine Wiederholgenauigkeit von 100 kHz aus, diese konnte allerdings im Messaufbau nicht erreicht werden. Sie liegen in den mittleren Residuen zwischen den Doppelmessungen der niedrigen Temperaturzustände je nach Datenauswahl bei ca. 1-2 MHz. Das bedeutet, dass das Messsystem im vorliegenden Aufbau zwar eine niedrigere Wiederholgenauigkeit in der BFS-Messung besitzt, die Dehnungsunterschiede hätten sich jedoch in den Differenzen der Deformationsstellung der Deformationsplatte in Tabelle 1 zeigen müssen. Eine Eliminierung der Dehnung im Kalibrieraufbau scheint demnach wahrscheinlich.

5 Diskussion

Die geringen Mittelwert-Differenzen an der Deformationsplatte (Tabelle 1) können mehrere Ursachen haben. Die kurze Faserabschnitt, die parallele Verlegung der Messfaser in Kombination mit der leichten Wölbung der Versuchsvorrichtung (Instabilität bei Deformationsstellung) oder der Temperaturunterschied zwischen Wasser und Luft während der Messungen bieten physische Erklärungsansätze. Ein dehnungsbedingter Einfluss kann zumindest entkräftet werden. Zu Validationszwecken wurde bei 0°C eine dritte Deformationsstellung mit doppeltem Deformationsvektor \vec{r}_{defo} gemessen. Das Ergebnis deckt sich mit den bisherigen Befunden: Die Dehnung wird durch Mittelwertbildung ebenfalls eliminiert. Allerdings können softwareseitige Gründe nicht ausgeschlossen werden. In weiteren Untersuchungen verfolgt werden sollten nach Meinung der Autorinnen und Autoren die Länge der betrachteten Faserabschnitte in Kombination mit Luft/Wasser Temperaturunterschieden.

Sollten sich die Befunde der Dehnungseliminierung anhand weiterer Labor- sowie Praxisuntersuchungen identifizieren und reproduzieren lassen, könnten bestimmte Messaufbauten im DFOS-Monitoring mit Dehnungsmesskabeln entwickelt werden, mit denen sich Dehnungs- oder Temperatureinflüsse weiter separieren lassen. Diese These muss jedoch weiter untersucht werden, um abschließend bestätigt werden zu können. Eine Erkenntnis der Untersuchung ist, dass sich im vorliegenden Versuchsaufbau, der keiner klassischen Labor-Kalibriereinrichtung folgt, Temperatur und Dehnung getrennt betrachten lassen. Mindestens der Temperaturkoeffizient c_T ist anhand dieses einfachen Aufbaus bestimmbar. Ein Vorteil daran ist, dass nicht nur das Messkabel kalibriert werden kann, sondern zudem Materialeigenschaften wie das Dämpfungsverhalten vom eingesetzten Klebstoff berücksichtigt

werden (vgl. HER & HUANG 2011). Eine Herausforderung bei der Isolierung der Einflüsse stellt indes die Kalibrierung von Messfasern hinsichtlich der Dehnung dar. Mithilfe eines geometrischen Modells oder größeren Deformationszuständen könnte die Nachvollziehbarkeit der Dehnungseinflüsse erreicht werden.

Des Weiteren sind in den Ergebnissen Herausforderungen in Bezug auf die Messung in zwei Medien identifiziert worden. Für gleichbleibende Temperaturdifferenzen zwischen Luft und Wasser in den Temperaturzuständen 10°C, 5°C und 0°C (Deformationsplatte) können visuell gute Ergebnisse erzielt werden. Hohe Abweichungen bei den Temperaturunterschieden Luft/Wasser (Deformationsplatte: 20°C) oder bei abrupten Schwankungen während der Messung (Deformationsplatte: 15°C) kommt es zu vergleichsweise großen Schwankungen im BFS.

6 Fazit & Ausblick

Zwar ist beim Monitoring mittels DFOS oft die Summe aller Einflussgrößen, die geometrische Bauwerksveränderungen hervorrufen, maßgeblich. Jedoch führen unter Umständen schwankende Temperaturunterschiede zu Veränderungen der Materialstruktur der Faser und somit zu Dehnungsänderungen, die nicht Teil der Bauwerksbewegung sind. Aus diesem Grund wurde in dieser Arbeit eine praxisnahe Versuchsvorrichtung entworfen, um mit B-DFOS die mechanisch und thermisch bedingten Einflüsse auf die faseroptische Messung am miniaturisierten Anwendungsfall zu untersuchen. Mit der Versuchsvorrichtung ist es einerseits möglich, reproduzierbare Deformationen, sprich Dehnungen, zu erzeugen. Andererseits war durch die Messung in einer Kältekammer die Schaffung definierter Temperaturzustände möglich. In der Kältekammer sind mit zwei unterschiedlichen Deformationsstellungen strukturiert Messungen zu fünf verschiedenen Temperaturzuständen von 0 bis 20°C gemessen worden.

Zunächst konnten praktische Erkenntnisse hinsichtlich der Auswirkungen von zwei Umgebungsmedien Luft und Wasser gewonnen werden. In der Grenzschicht gibt es keine klaren Übergänge, hohe Temperaturunterschiede zwischen Luft und Wasser scheinen vielmehr Auswirkungen auf die Positionskomponente zu haben. Dies gilt es in Zukunft weiter zu untersuchen. Des Weiteren deuten die Ergebnisse darauf hin, dass sich individuell für den Messaufbau trotz unterschiedlicher Dehnungseinwirkungen Temperaturen isolieren lassen. Je Dehnungszustand ergeben sich nahezu identische lineare Zusammenhänge zwischen Temperatur und BFS, worauf der nahezu identische Achsenabschnitt bei 10,789 GHz hindeutet. Der Temperaturkoeffizient c_T wurde mit 1,3 MHz/°C – hier zeigt sich die Fähigkeit des Messaufbaus zur Temperaturkalibrierung. Ob bzw. inwiefern die in parallelen Doppelsträngen verlegten Fasern eine In-situ Kalibrierung an einer Kaimauer ermöglichen, muss jedoch untersucht werden.

Danksagung

Dank für die Unterstützung und Bereitstellung des Eislabors gilt Niels Fuchs und Lea Nupnau von der Forschungsgruppe Meereis des Instituts für Meereskunde der Universität Hamburg.

Literatur

- BADO, M. F. & CASAS, J. R. (2021): A Review of Recent Distributed Optical Fiber Sensors Applications for Civil Engineering Structural Health Monitoring. In: *Sensors*, 21 (5), S. 1818-1901. DOI:10.3390/s21051818.
- BAO, X., SMITH, J. & BROWN, A.W. (2002): Temperature and strain measurements using the power, line-width, shape, and frequency shift of the Brillouin loss spectrum. In: *SPIE 4920, Advanced Sensor Systems and Applications*, Shanghai, 09.09.2002. DOI:10.1117/12.481989.
- BARNEFSKE, E., SEMMELROTH, C., SCHEIDER, A. & STERNBERG, H. (2025): Determination of the coordinates of a circle using distributed fibre-optic length changes. In: *6th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM 2025)*, Karlsruhe, 07.-09.04.2025. DOI:10.5445/IR/1000180374.
- FEINDT, F. & JESSEN, I. (2024): Anwendung und Erfahrungen mit der Nachrechnungsrichtlinie der Hamburger Hafenbehörde für Kaimauern und Uferwände. In: *Der Prüfenieur*, (64), S. 67-73.
- FIBRISTERRE SYSTEMS GMBH (2020): Distributed fiber-optic Brillouin sensing. The fTB 5020 series. Technical documentation. fibrisTerre Systems GmbH, Berlin.
- GLIŠIĆ, B., POSENATO, D. & INAUDI, D. (2007): Integrity monitoring of old steel bridge using fiber optic distributed sensors based on Brillouin scattering. *14th International Symposium on Smart Structures and Materials & Nondestructive Evaluation and Health Monitoring*, San Diego, California.
- HARTOG, A.H. (2017): An introduction to distributed optical fibre sensors. Boca Raton, CRC Press Taylor & Francis Group.
- HER, S.-C. & HUANG, C.-Y. (2011): Effect of coating on the strain transfer of optical fiber sensors. In: *Sensors*, 11 (7), S. 6926-6941. DOI:10.3390/s110706926.
- HOTATE, K., ZOU, W., YAMASHITA, R.K. & HE, Z. (2013): Distributed discrimination of strain and temperature based on Brillouin dynamic grating in an optical fiber. In: *Photonic Sensors* 3 (4), S. 332-344. DOI:10.1007/s13320-013-0130-7.
- INTERNATIONAL COMMITTEE OF THE DECORATIVE LAMINATES INDUSTRY (2015): Technical Leaflet: Technical characteristics and physical properties of HPL. URL: https://www.prohpl.org/assets/uploads/prohpl/files/TL_150623_technical_characteristics_and_physical_properties_of_HPL.pdf. (letzter Zugriff: 9. Januar 2026).
- LANCIANO, C. & SALVINI, R. (2020): Monitoring of Strain and Temperature in an Open Pit Using Brillouin Distributed Optical Fiber Sensors. *Sensors*, 20 (7). DOI:10.3390/s20071924.
- LI, C., HE, W., LUO, Y. & ZOU, Y. (2019): Temperature Control Measurement of Bridge Foundation Concrete based on the Optical Fiber Sensing Technology. In: *Journal of Physics: Conference Series* 1288 (1), S. 12082. DOI:10.1088/1742-6596/1288/1/012082.
- LIENHART, W., MONSBERGER, C.M., KALENJUK, S., WOSCHITZ, H. (2018): High Resolution Monitoring of Retaining Walls with Distributed Fibre Optic Sensors and Mobile Mapping Systems. In: *Asian Pacific Workshop Structural Health Monitoring (APWSHM 2018)*, Hong Kong, 12-15.11.2018.
- LIENHART, W., BUCHMAYER, F., KLUG, F. & MONSBERGER, C.M. (2019): Distributed fibre-optic sensing applications at the Semmering Base Tunnel, Austria. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Smart Infrastructure and Construction*, 172 (4), S. 148-159. DOI:10.1680/jsmic.20.00006.

- MKP GMBH (2025): Carolabrücke. Gutachten zur Ursache des Teileinsturzes. URL: <https://www.dresden.de/media/pdf/Strassenbau/Gutachten-Carolabruecke.pdf> (letzter Zugriff: 9. Januar 2026).
- MONSBERGER, C.M., LIENHART, W. & MORITZ, B. (2018): In-situ assessment of strain behaviour inside tunnel linings using distributed fibre optic sensors. In: *Geomechanics and Tunnelling*, 11 (6), S. 701-709. DOI:10.1002/geot.201800050.
- NÖTHER, N. (2010): Distributed fiber sensors in river embankments: Advancing and implementing the Brillouin optical frequency domain analysis. Technische Universität Berlin, Dissertation. Berlin, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM).
- PARKER, T.R., FARHADIROUSHAN, M., HANDEREK, V.A. & ROGER, A.J. (1997): A fully distributed simultaneous strain and temperature sensor using spontaneous Brillouin backscatter. *IEEE Photonics Technology Letters*, 9 (7), S. 979-981. DOI:10.1109/68.593372.
- RAINNEWS (2019): Experten stellen Instandhaltungsmängel an der Morandi-Brücke fest. URL: <https://www.rainews.it/tgr/tagesschau/articoli/2019/08/tag-Morandi-Bruecke-Genova-b1b70579-db0f-4de9-a6ed-d20f8ebdeebb.html> (letzter Zugriff: 9. Januar 2026).
- RESOPAL GMBH (2024): Resopal HPL. Produktdatenblatt. URL: https://www.resopal.de/media/Technical_Resources/de_rp/produktdatenblatt_resopal_hpl_01.pdf (Letzter Zugriff: 9. Januar 2026).
- SMITH, J., BROWN, A., DEMERCHANT M. & BAO, X. (1999): Simultaneous distributed strain and temperature measurement. In: *Applied optics*, 38 (25), S. 5372-5377. DOI:10.1364/ao.38.005372.
- WERNER, E. (2023): Measuring sea ice thickness. Exploring the feasibility of echo sounders for close-range determination of sea ice draft. In: *Hydrographische Nachrichten, Journal of Applied Hydrography*, 125 (2), S. 12-16. DOI:10.23784/HN125-02.

SensoJointField: Umsetzung eines IoT-Sensornetzwerks für das Deformationsmonitoring hochbeanspruchter Betonfahrbahndecken

Philipp ENGEL¹ & Christoph RECKNAGEL²

¹ Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Philipp.Engel@BAM.de (corresponding Author)

² Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Christoph.Recknagel@BAM.de

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-016](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-016), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Einführung und Problemstellung

Im standardisierten Betonstraßenbau stellen Fugen und deren abdichtender Verschluss durch angepasste Fugenfüllsysteme sensible, zugleich jedoch unverzichtbare Konstruktionselemente dar. Ihr Funktionsverhalten und ihre Dauerhaftigkeit haben einen maßgeblichen Einfluss auf die Nutzungs- und Lebensdauer von Betondeckenkonstruktionen und bestimmen über die erreichbaren Erhaltungsintervalle wesentlich die Verfügbarkeit von Betonstraßen. Vor dem Hintergrund erkannter Schadensursachen stellt der Übergang von einer überwiegend empirisch geprägten Dimensionierungs- und Bewertungsmethodik der Konstruktionselemente Fuge und Fugenfüllsystem hin zu einer gebrauchsbazogenen, funktionsanalytischen Methodik einen wesentlichen Ansatz zur Optimierung und Weiterentwicklung des Betonstraßenbaus dar (RECKNAGEL u. a., 2024).

Zentrale Voraussetzung für eine solche funktionsanalytische Dimensionierung und Bewertung ist die möglichst realitätsnahe Erfassung der Art und des Umfangs der maßgebenden Beanspruchungen von Fuge und Fugenfüllsystem. Nur auf dieser Grundlage lässt sich die Einwirkseite auf die Gebrauchseigenschaften des Systems angemessen beschreiben. Neben den direkten klimatischen und weiteren Umwelteinwirkungen sind insbesondere die aus diesen Beanspruchungen resultierenden Deformationen als entscheidende Einflussgrößen auf die Konstruktionselemente zu berücksichtigen. Das anwendungsorientierte Forschungs- und Entwicklungsprojekt „SensoJointField“ der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) verfolgt das Ziel, diese Deformationen unter praxisnahen Verkehrs- und Klimabedingungen sowie unter Berücksichtigung konstruktiv-technologischer Besonderheiten aktueller Regelbauweisen zu erfassen.

Die messtechnische Basis bildet der von der BAM nach straßenbaurelevanten Kriterien entwickelte hochauflösende Sensor „SensoJoint“ (SPITZER u. a., 2020). Dieser ist für den Einsatz direkt in der Rollspur des Schwerverkehrs auf hochbeanspruchten Betonfahrbahndecken konzipiert und ermöglicht die mehraxiale Erfassung sowohl klimatisch induzierter Verformungen als auch verkehrsbedingter relativer Fugenbewegungen (Abb. 1).

Für den praxisnahen Erprobungseinsatz der „SensoJoint“-Sensorik in Kombination mit ergänzenden Sensoren wurden im Rahmen des Projekts „SensoJointField“ autarke Online-Monitoring-Stationen gefertigt (ENGEL u. a., 2025).

2 Methodik

Zentrale Komponente der Monitoring-Station ist der von der BAM entwickelte „SensoJoint“-Sensor, der bereits in einem vorgelagerten Entwicklungsprojekt unter definierten Leistungsanforderungen umgesetzt wurde. Zu den besonderen Kriterien zählen eine baustellengerechte Einbaugeometrie, Beständigkeit gegenüber Temperatur- und Feuchteeinwirkungen, Überrollbarkeit durch den LKW-Schwerverkehr sowie die Möglichkeit der Wiederverwendung. Weiterhin war die Spannweite der erforderlichen Leistungsmerkmale durch die Erfassung von z. B. jahreszeitlich bedingten Relativbewegungen im Bereich mehrerer Millimeter und gleichzeitiger Detektierbarkeit hochfrequenter verkehrsinduzierter Relativbewegungen in μm -Auflösung bestimmt. Im Rahmen einer Erprobungskampagne auf dem Untersuchungsgelände duraBAST konnte mit einem Prototyp nachgewiesen werden, dass die Entwicklungsanforderungen erfüllt sind (SPITZER u. a., 2019).

Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurden im Projekt „SensoJointField“ zwei Monitoring-Stationen für die BAM-Sensortechnik entwickelt, die jeweils aus einem Schaltschrank mit den erforderlichen Komponenten für die autarke Energieversorgung, die Sensordatenerfassung und deren Fernübertragung bestehen (Abb. 2). Zusammen bilden die Monitoring-Stationen ein Sensornetzwerk für Messkampagnen entlang der Bundesautobahn A9 in Fahrtrichtung Berlin sowie der Bundesautobahn A4 in Fahrtrichtung Frankfurt/Main.

Projektziel ist einerseits der Nachweis dauerhafter Funktionsfähigkeit und Praxiseignung des Monitoringkonzepts im permanenten Online-Betrieb unter realen klimatischen Einwirkungen und höchsten verkehrlichen Belastungen im Bundesfernstraßenbereich. Andererseits sollen mit Hilfe der Zeitreihen die Grundlagen für das Funktionsverständnis verschiedener komplexer Fahrbahnbelagskonstruktionen auf Basis moderner Baustoffqualitäten sowie des aktuellen Dimensionierungs- und Konstruktionsniveaus erarbeitet werden.

Tabelle 1: Übersicht der eingesetzten Sensortechnik

Sensor	Messgrößen	Schnittstelle
SensoJoint	3D-Deformationen	analog
Linearpotentiometer	1D-Deformationen	analog
Pt100	Temperatur	analog
Weight-in-Motion	Verkehrsdaten	HTTP
UV-Sensor	UV-Strahlung (UV-A/B)	Modbus RTU
Wetterstation	Meteorologie, GPS-Position	Modbus RTU

Neben den bereits genannten messtechnischen Gebrauchsanforderungen wurden an die technischen Eigenschaften des Systems weitere spezifische Entwicklungsanforderungen gestellt: eine baustellengerechte miniaturisierte Bauart, vandalismus- und witterungsgeschützte sowie gedämmte Ausführung, die Dauerbetriebsfähigkeit im Temperaturbereich von -10 bis $+50$ °C sowie ein energieautarker und verbrauchsoptimierter Betrieb. Als zusätzliche Anforderung ist die Rückführbarkeit verkehrsinduzierter Deformationen zur auslösenden Fahrzeugklasse anzustreben und das mobilfunkgestützte, fernwartungsfähige Sensornetzwerk für eine redundante Datensicherung auszulegen. Die Mess- und Steuertechnik muss über spezifische Hardware-Schnittstellen verfügen, um eine Kombination der unterschiedlichen Sensortypen für Deformationsmessungen, Fahrzeugklassifizierungen und klimatische Kennwerte zu ermöglichen. Die technische Umsetzung der „SensoJointField“-Messstationen soll nachfolgend beschrieben werden.



Abb. 1: „SensoJoint“-Sensor im überrollfähigen Gehäuse

3 Sensorik für das Deformationsmonitoring

Für die Deformationsmessungen an den beiden Autobahnabschnitten wurden jeweils drei elektro-mechanische „SensoJoint“-Sensoren als primäres Messsystem in aufeinanderfolgenden Fugenbereichen der Rollspur des LKW-Verkehrs installiert. Die Sensoren sind an eine autonom arbeitende Monitoring-Station angeschlossen. Die erfassten Signale werden über separate Signalwandler an einen Test-Controller übermittelt und mit einer Abtastrate von bis zu 2000 Hz lokal aufgezeichnet. Die Messfrequenz kann in Abhängigkeit von den örtlichen Randbedingungen flexibel angepasst werden.

Im Feldeinsatz unterscheidet das Monitoring-System zwischen zwei Betriebsmodi, die automatisch in Abhängigkeit von der Tageszeit aktiviert werden. Messungen zur Erfassung des aktuellen quasi-statischen Deformationszustands erfolgen stündlich über eine Dauer von 30 s

bei einer Abtastrate von 200 Hz. Zusätzlich werden während der Hauptverkehrszeiten zweimal täglich dynamische Aufzeichnungen der Deformationen für jeweils 10 min bei 2000 Hz durchgeführt. Die Leistungsfähigkeit der Sensoren wurde im Labor unter quasi-statischer Belastung sowie unter dynamischen Bedingungen verifiziert. In allen drei Messachsen erreichen die Sensoren eine Auflösung von $0,1 \mu\text{m}$ bei einer maximalen mittleren Abweichung von weniger als $0,05 \text{ mm}$ im Temperatureinsatzbereich zwischen $-10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ und $+40 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Jede Monitoring-Station kann durch zusätzliche Sensoren erweitert werden (Tab. 1). Ein Array aus vier Platin-Temperatursensoren (Pt100) ist direkt in die Fahrbahnoberfläche integriert. Zudem sind eine kompakte Wetterstation zur Erfassung von Temperatur, Luftdruck und relativer Luftfeuchte sowie ein Strahlungssensor für das UV-A/B-Spektrum auf dem Dach der Station installiert. Die Datenübertragung dieser Sensoren erfolgt über das standardisierte Feldbussystem Modbus RTU, das in industriellen Anwendungen weit verbreitet ist.

Am Untersuchungsabschnitt der BAB A9 wird die Sensorik durch ein Verkehrserfassungssystem „Weight-in-Motion“ (WIM) zur Fahrzeugklassifizierung und einen linearen Wegaufnehmer (Potentiometer) für konventionelle Deformationsüberwachungsmessungen ergänzt. Das integrierte WIM-System besteht aus Achslastsensoren, Induktionsschleife und Daten-Logger mit HTTP-Schnittstelle, über die ein automatischer Datenabruf möglich ist. Der Logger attribuiert anhand der Sensordaten den überrollenden Verkehr, etwa den Fahrzeugtyp nach Euro-13, die Geschwindigkeit und das Gesamtgewicht. Die Verkehrsdaten können anschließend im Post-Processing mit dem Deformationsdaten der „SensoJoint“-Sensoren verknüpft werden. Dazu muss lediglich gewährleistet sein, dass die Zeitstempel der im Verbund arbeitenden Sensoren durch ein Referenz-Zeitsignal (z. B. NTP/PTP, DCF77 oder GNSS) synchronisiert sind.

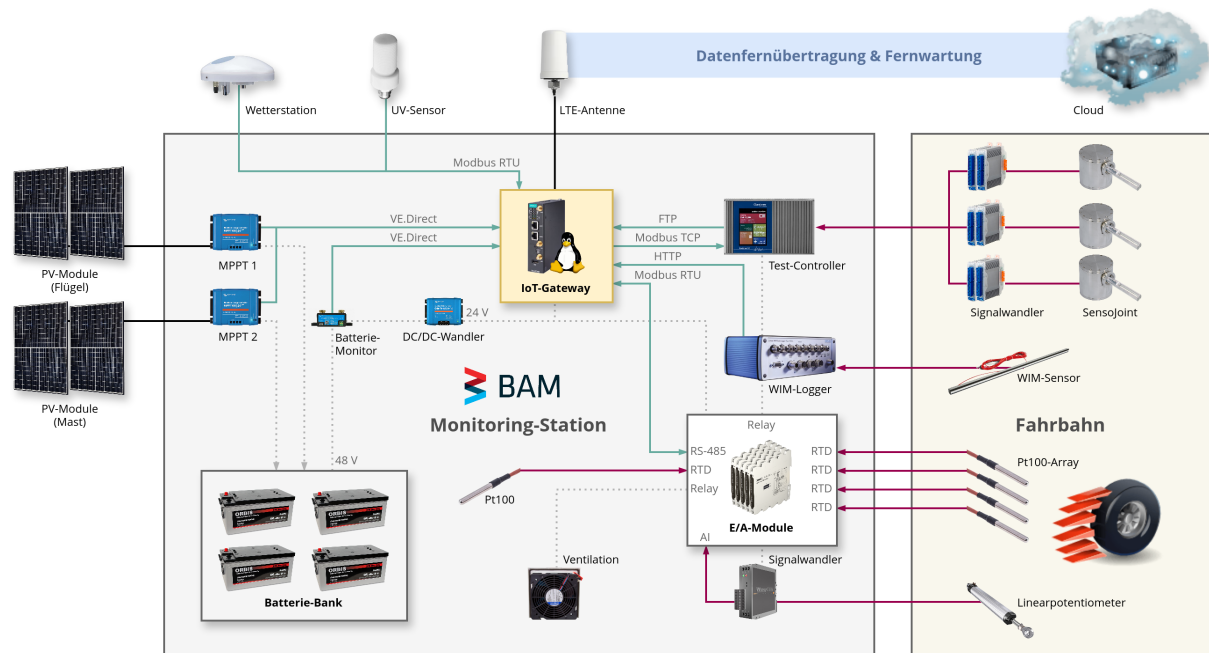


Abb. 2: Schematischer Aufbau einer Monitoring-Station im „SensoJointField“-Projekt

4 Autarke Energieversorgung der Monitoring-Stationen

Aufgrund der Lage der Messabschnitte an den Autobahnen A4 und A9 wurde für den Feldeinsatz eine autarke Photovoltaik-Inselanlage realisiert. Jede Monitoring-Station verfügt über mehrere PV-Module mit einer Gesamtleistung von 2000 W zur lokalen Energieerzeugung (Abb. 5), einen tiefentladefähigen Batteriespeicher mit einer Kapazität von 11 kWh sowie ergänzende Hard- und Softwarekomponenten zur Leistungsregelung und Energieüberwachung. Diese Konfiguration soll eine zuverlässige Versorgung bei einem gleichzeitig optimierten Energieverbrauch von unter 50 W während der Messungen gewährleisten.

Der Energiehaushalt wird durch eine speziell entwickelte Software kontinuierlich überwacht. Sie erfasst und protokolliert 45 Leistungsparameter, darunter Ladezustand, Spannungsniveau und Energieertrag der PV-Module. Wird dabei ein festgelegter Schwellenwert unterschritten, generiert das System eine Warnmeldung und übermittelt diese an den zentralen Monitoring-Server.

Zur weiteren Reduzierung des Energiebedarfs unterscheidet das System zwischen zwei definierten Betriebszuständen. Im Ruhemodus werden ausgewählte Komponenten – insbesondere die „SensoJoint“-Sensoren, das WIM-System sowie die Signalwandler – deaktiviert und physisch vom Netz getrennt, um den Energieverbrauch zu minimieren. Der Messmodus aktiviert sämtliche Sensoren und Controller für die Dauer der geplanten Deformationsaufzeichnungen. Diese kurzzeitige Phase höherer Leistungsaufnahme wird mehrmals täglich aktiviert und zeitlich mit den vorgesehenen Messintervallen synchronisiert.

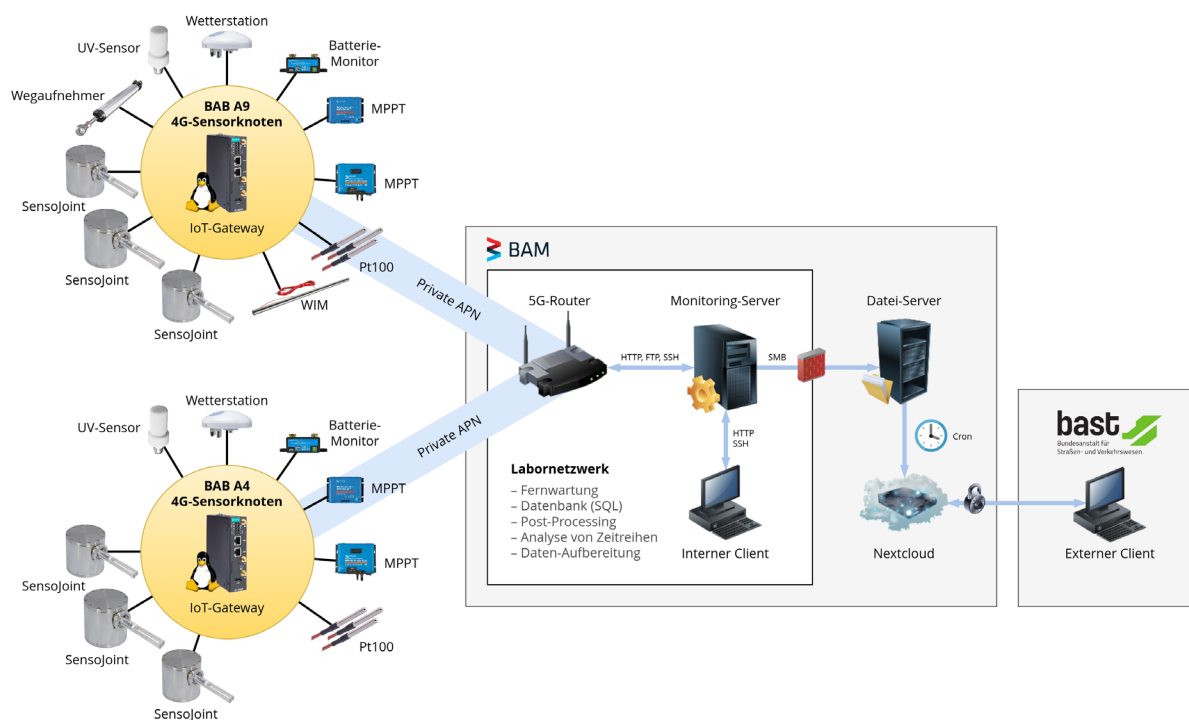


Abb. 3: Sensornetzwerk „SensoJointField“ bestehend aus zwei 4G-Sensorknoten und einem Monitoring-Server

5 Umsetzung des autonomen Sensornetzwerks

Das Konzept der Sensornetzwerks sieht vor, dass die Monitoring-Stationen in definierten Intervallen Messwerte autonom erfassen, verarbeiten, lokal speichern und anschließend über eine Mobilfunkverbindung an einen Server der BAM übertragen. Ziel dieser Architektur ist ein möglichst hoher Automatisierungsgrad der Messkampagnen. Für die Realisierung solcher autonomen Sensornetzwerke stehen inzwischen verschiedene technische Ansätze bereit, darunter Hardware- und Softwarelösungen aus dem Bereich des Internet of Things (IoT) sowie darauf abgestimmte Cloud-Umgebungen. Aufgrund der spezifischen Anforderungen des „SensoJointField“-Projekts hinsichtlich der Messverfahren und des erwarteten Datenvolumens wurde jedoch ein anwendungsspezifisch adaptiertes System entwickelt (Abb. 3).

Als zentrale Steuer- und Recheneinheit der Monitoring-Stationen dient jeweils ein 64-bit IoT-Gateway Moxa UC2200A. Dieser Industrie-Computer zeichnet sich durch geringen Energieverbrauch, erweiterten Einsatztemperaturbereich, integrierte 4G-Konnektivität, serielle Schnittstellen sowie ein Linux-basiertes Betriebssystem aus.

Die Monitoring-Software basiert auf dem Open-Source-Programmpaket DMPACK, das im Rahmen eines Promotionsvorhabens an der Technischen Universität Berlin für ingenieurgeodätische und geotechnische Deformationsüberwachungen entwickelt wurde (ENGEL, 2026). Die mehr als 30 Programme von DMPACK übernehmen zentrale mess- und datentechnische Aufgaben, darunter die Ansteuerung von Sensoren und Aktoren über das Modbus-Protokoll, die Speicherung von Zeitreihen in einer lokalen SQL-Datenbank sowie die periodische Synchronisation von Messdaten und Statusmeldungen mit dem zentralen Server.

Die Client-Server-Architektur gewährleistet eine verlustfreie und komprimierte Datenübertragung zwischen den Monitoring-Stationen und der BAM. Bei temporären Unterbrechungen der Mobilfunkverbindung werden die Datentransfers automatisch wiederholt. Zusätzlich überwacht der Server die Betriebsbereitschaft der Stationen über sogenannte *Heartbeat*-Nachrichten, die in frei konfigurierbaren Intervallen erwartet werden. Bleiben diese Meldungen aus, erzeugt das System eine Warnung.

Neben der Datenspeicherung und Netzwerküberwachung übernimmt der Server auch das Post-Processing der erfassten Messdaten. Die Zeitreihen der „SensoJoint“-Sensoren liegen in Rohform als polaren Koordinaten vor. Vor der Auswertung müssen zunächst der Temperatureinfluss korrigiert und die Koordinaten in ein kartesisches System transformiert werden. Nach einer Tiefpass-Filterung und der strukturellen Aufbereitung der Daten ist die Ausgabe in Form von Diagrammen und Berichten möglich (Abb. 4).

Die Datenübertragung zwischen den Monitoring-Stationen und dem Server erfolgt aus Sicherheitsgründen über einen privaten Mobilfunkzugang (Private APN), der vom öffentlichen Internet getrennt ist und nur autorisierten SIM-Karten Zugriff gewährt. Dadurch kann auf die Einrichtung eines zusätzlichen Virtual Private Network (VPN) verzichtet werden. Die bidirektionale Mobilfunkverbindung ermöglicht neben der Datenübertragung auch eine Fernwartung der beiden Stationen von der BAM aus.

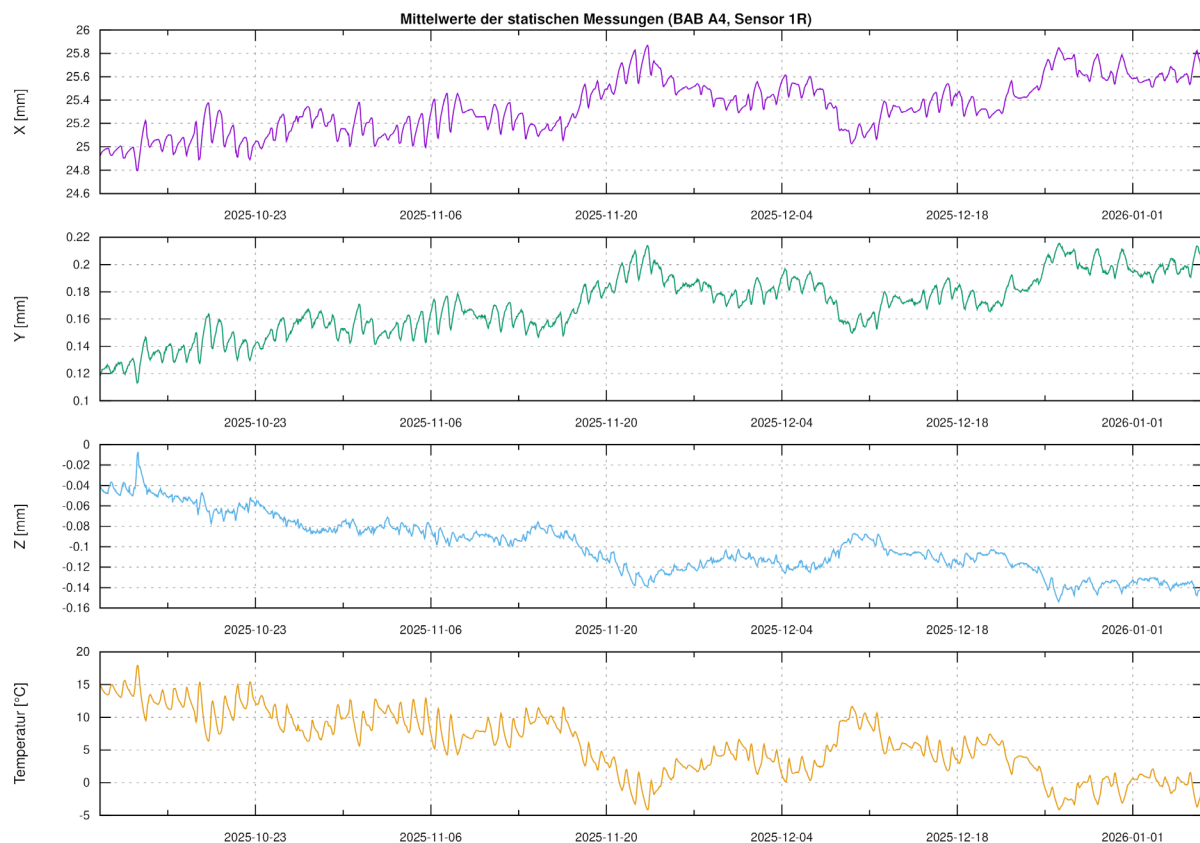


Abb. 4: Durch „SensoJoint“-Sensor 1R erfasste quasi-statische Deformationen im Fugenbereich seit dem Einbau im Oktober 2025 an der Autobahn A4

6 Freie Software

Freie Software hat sich als eine tragende Säule der IT-Infrastruktur anwendungsorientierter Forschung etabliert (FORTUNATO u. a., 2021). Die softwaretechnische Umsetzung des Sensornetzwerks im „SensoJointField“-Vorhaben folgt ebenfalls diesem Entwicklungsansatz. Neben dem Monitoring-System DMPACK basiert auch die weitere Software vollständig auf frei verfügbaren Komponenten, die unabhängig von einzelnen Herstellern und ohne Lizenzgebühren nutzbar sind. Dazu zählen Betriebssysteme für Server und eingebettete Systeme ebenso wie Datenbanksysteme zur Speicherung und Auswertung umfangreicher Zeitreihen. Programmiersprachen mit offenen Ökosystemen bilden die Grundlage für die Entwicklung von Steuerungslogik und Auswerte-Algorithmen.

Ergänzend werden etablierte Open-Source-Projekte für die Sensor- und Netzwerkkommunikation, die Datenkompression oder die Umsetzung von Web-Applikationen auf unterschiedlichen Ebenen in das Monitoring-System integriert. So ermöglicht die plattformübergreifende Bibliothek *libcurl* zuverlässige Datentransfers über eine Vielzahl von Netzwerkprotokollen und kann dank vorhandener Schnittstellen von mehr als 60 Programmiersprachen aus genutzt werden (STENBERG, 2026). Für die Kommunikation mit

Sensoren und Aktoren wird u. a. die Bibliothek *libmodbus* eingebunden, eine freie Implementierung des Modbus-Protokolls (RAIMBAULT, 2026). Zur effizienten Speicherung und Verwaltung großer, komplexer Datenmengen ist ein Rückgriff auf HDF5 möglich, ein leistungsfähiges und plattformunabhängiges Dateiformat, das sich in Wissenschaft und Technik bewährt hat (FOLK u. a., 2011).

Die modulare Nutzung freier Software erlaubt es, vorhandene Lösungen flexibel zu kombinieren und gezielt an die projektspezifischen Anforderungen anzupassen, ohne an die Einschränkungen proprietärer Produkte gebunden zu sein. Offene Schnittstellen sowie gut dokumentierte (Quasi-)Standards erleichtern darüber hinaus die Integration in bestehende Systeme und die Anbindung externer Hardware und Software.

7 Fazit

Die Betriebsbereitschaft der Monitoring-Stationen ist seit der Installation im Oktober 2025 gegeben und die aufgezeichneten Messdaten werden kontinuierlich übertragen. Noch ausstehend ist jedoch die vollständige Automatisierung der Auswertung der Verkehrs- und Deformationsdaten, insbesondere im Hinblick auf die algorithmische Zuordnung der unterschiedlichen Fahrzeugtypen zu den beobachteten geometrischen Veränderungen. Insgesamt hat sich der gewählte Ansatz zur Realisierung eines autonomen IoT-Sensornetzwerks als zielführend erwiesen. Er eröffnet vielversprechende Perspektiven für eine Ausdehnung des Systems auf weitere Abschnitte des Bundesfernstraßennetzes.



Abb. 5: Monitoring-Station mit PV-Inselanlage während der Installation an der Autobahn A4

Die erfolgreiche Feldvalidierung der entwickelten Sensormethodik ermöglicht darüber hinaus eine präzise Charakterisierung des realen Verhaltens bestehender und zukünftiger Betonbauweisen im Bereich der Fugen zwischen den Betonfahrbahnplatten unter hohen Nutzungs- und Beanspruchungsbedingungen. Die auf Grundlage der unterschiedlichen konstruktiven und technologischen Varianten aktueller Betondeckenbauweisen gewonnenen Zeitreihen bilden die Grundlage für den Übergang zu einer gebrauchstauglichen konstruktiven Bemessung der Fugenbereiche sowie für eine dauerhaft funktionsfähige Dimensionierung und Bewertung von Fugenfüllsystemen.

Die Ergebnisse können zudem in die laufende Fortschreibung des technischen Regelwerks ZTV Fug-StB einfließen und damit unmittelbar zur wissenschaftlich fundierten Optimierung und Weiterentwicklung dieses besonders sensiblen Bereichs des Betonstraßenbaus beitragen. Hierbei eröffnet insbesondere die Integration moderner Versuchstechniken wie der INFUKON-Methode (RECKNAGEL u. a., 2023) weitere Potenziale für eine Verbesserung der Fugubemessung und -ausführung.

Acknowledgement: Diesem Beitrag liegen Teile des im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen, unter 08.0241/2015/FGB laufenden Forschungsprojektes zugrunde. Die Verantwortung für den Inhalt liegt allein bei den Autoren.

Literatur

- ENGEL, PH.; RECKNAGEL, CH. (2025): SensoJointField. Konzeption einer Online-Messstation zur Deformationserfassung im Fugenbereich hochbeanspruchter Betonverkehrsflächen. Straße und Autobahn. 76(12); S. 895 – 899; ISSN 0039-2162; DOI.org/10.53184/STA12-2025-3
- ENGEL, PH. (2026): Deformation Monitoring Package (DMPACK). Webseite: <https://www.dabamos.de/dmpack.html> (08.01.2026)
- FOLK, M.; HEBER, G.; KOZIOL, Q.; POURMAL, E.; ROBINSON, D. (2011): An Overview of the HDF5 Technology Suite and its Applications. AD '11: Proceedings of the EDBT/ICDT 2011 Workshop on Array Databases; S. 36 – 47; DOI.org/10.1145/1966895.1966900
- FORTUNATO, L.; GALASSI, M. (2021): The Case for Free and Open Source Software in Research and Scholarship. Philosophical Transactions of the Royal Society A; 379 (2197). DOI.org/10.1098/rsta.2020.0079
- RAIMBAULT, S. (2026): libmodbus. Webseite: <https://libmodbus.org/> (08.01.2026)
- RECKNAGEL, CH.; SPILKER, A.; BUCHHEIM, J. (2023): INFUKON – Ein neuer Ansatz zur ganzheitlichen Analyse des Gebrauchsverhaltens hochbeanspruchter Betonfahrbahndecken im Fugenbereich; Straße und Autobahn, 11 (2023); Kirschbaum, Bonn, S. 917 – 926; ISSN 0039-2162; DOI.org/10.53184/STA11-2023-4
- RECKNAGEL, CH.; WEIGEL, S.; HOPPE, J. (2024): Dauerhafte Funktionsfähigkeit von Bauwerksfugen – Das Performance Concept in der Abdichtung von Betonfahrbahnen. In: Tagungsband „11. Jahrestagung des DAfStb“; Herausgeber: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V./BAM; Berlin 2024; S. 244 – 252; ISBN: 978-3-9818564-7-7; DOI.org/10.26272/opus4-61338

- SPITZER, S.; WENZEL, N.; PIRSKAWETZ, ST.; HOPPE, J.; RECKNAGEL, CH. (2019): Ermittlung realer Beanspruchungen des Fugensystems mit einem neuartigen Sensor; Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrstechnik (BASt); Abschlussbericht zum Forschungsprojekt FE 08.0244/2015/FRB; 191 Seiten
- SPITZER, S.; HOPPE, J.; WENZEL, N.; PIRSKAWETZ, ST.; RECKNAGEL, CH. (2020): SENSO JOINT – An Innovative Sensor System for a Sustainable Joint Design of Concrete Pavements. In: Lecture Notes in Civil Engineering – Proceedings of the 9th International Conference on Maintenance and Rehabilitation of Pavements – Mairepav9; Herausgeber: Springer Switzerland/Ch. Raab (EMPA); Springer Nature 2020; S. 191 – 200; ISSN: 2366-2557; ISBN: 973-3-030-48678-5; DOI.org/10.1007/978-3-030-48679-2
- STENBERG, D. (2026): cURL. Webseite: <https://curl.se/> (08.01.2026)

Integraltransformationsbasierte Verfahren zur multiskaligen Analyse von Daten im ingenieurgeodätischen Monitoring

Uwe KÖSTER¹ (0009-0001-5338-2220), Dennis VOLLERT² (0009-0000-8795-4285), Nick KIRSCHKE³ & Dominic KLUCK⁴

¹ Christian-Albrechts-Universität zu Kiel, Geographisches Institut, koester@geographie.uni-kiel.de

² Hochschule Neubrandenburg, Fachbereich Landschaftswissenschaften und Geomatik

³ Hochschule Neubrandenburg, Fachbereich Landschaftswissenschaften und Geomatik

⁴ Hochschule Neubrandenburg, Fachbereich Landschaftswissenschaften und Geomatik

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-017](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-017), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Einleitung

Geodätische Überwachungsaufgaben werden durch eine Vielzahl miteinander verknüpfter Faktoren bestimmt. Insbesondere sind dies die messtechnischen und methodischen Anforderungen sowie die definierten Zielsetzungen. Wie in den grundlegenden Werken zur Ingenieurgeodäsie dargelegt, tragen auch die physikalischen und infrastrukturellen Bedingungen des jeweiligen Überwachungsobjekts maßgeblich zur Komplexität der Aufgaben bei [Heunecke u. a., 2013]. Somit beinhalten diese Aufgaben oft ein Multiskalenproblem, bei dem zeitliche und räumliche Skalen kombiniert mikroskopisch bis makroskopisch verlaufen können. Basierend darauf werden in diesem Beitrag moderne Methoden zur Analyse von Messdaten vorgestellt, die geeignet sind, diese zeitlich und räumlich hochdimensionalen Prozesse zu untersuchen.

Das geodätische Monitoring hat in den vergangenen Jahrzehnten einen erheblichen technologischen Wandel durchlaufen. Während in der Vergangenheit überwiegend manuelle Punktmessungen durchgeführt wurden, sind heute durchgängig automatisierte und flächenhafte Messsysteme etabliert, die hochpräzise Daten in hoher zeitlicher Auflösung erfassen sowie annähernd in Echtzeit auswerten [Lienhart, 2019]. Die zunehmende Nutzung moderner Sensorkonzepte, wie GNSS, terrestrischem Laserscanning (TLS), Inklinometern oder MEMS-basierten Sensoren hat dabei wesentlich zur Erhöhung der Messdichte, zur Verbesserung der Datenqualität sowie zur Integration multipler Datenquellen beigetragen [Lienhart, 2017].

Der Fokus des ingenieurgeodätischen Monitorings liegt dabei nicht ausschließlich auf der geometrischen Datenerhebung, sondern vielmehr auf der Ableitung physikalischer Zusammenhänge zum Verständnis der Objektdeformation. Dies umfasst die Analyse kurz- und langfristiger Bewegungskomponenten, die Erkennung von Merkmalen sowie die Ableitung von Modellen zur Beschreibung der Prozesscharakteristik [Neuner u. Foppe, 2009]. Dafür kommen zunehmend Methoden der Zeitreihenanalyse, der Spektralanalyse sowie moderne Verfahren der Multiskalenanalyse zum Einsatz, wie sie auch im Bereich des Structural Health Monitoring (SHM) Anwendung finden. Diese ermöglichen es, komplexe Prozesssignaturen aufzuschlüsseln, äußere Einflüsse zu quantifizieren und potenzielle Risiken frühzeitig zu erkennen.

2 Grundlagen der Zeitreihenanalyse im geodätischen Monitoring

Die statistische Zeitreihenanalyse stellt ein zentrales Arbeitsfeld der Datenauswertung dar, wird jedoch in der geodätischen Praxis trotz ihres hohen Informationsgehalts oft noch nicht systematisch ausgeschöpft. Häufig werden Messreihen lediglich deskriptiv betrachtet, wodurch das volle Potenzial zur Quantifizierung des Deformationsverhaltens ungenutzt bleibt. Dabei bieten etablierte Verfahren, von deskriptiven Methoden bis hin zu komplexen inferentiellen Ansätzen, oft die Möglichkeit, sowohl langfristige Trends als auch periodische Einflüsse, etwa durch Temperatur oder Lastschwankungen, zu identifizieren [Chatfield u. Xing, 2019a; Lienhart, 2011]. Eine Herausforderung bleibt dabei oft die fehlende Synchronisation und Integration räumlich verteilter Sensoren, was die Vergleichbarkeit von Datensätzen beeinträchtigt [Lienhart, 2007]. Dennoch bildet die Zeitreihenanalyse die Basis, um das Deformationsverhalten von Bauwerken quantitativ zu beschreiben, womit sie zu einem

integralen Bestandteil moderner geodätischer und struktureller Monitoringkonzepte wird. Historisch geprägt durch die Kommunikationstechnik und die mathematische Statistik, vereint dieses Forschungsfeld heute ingenieurwissenschaftliche spektrale Betrachtungen mit den korrelationsbasierten Ansätzen der Statistik [Priestley, 1981].

Um die in Messreihen enthaltenen periodischen oder multiskaligen Strukturen sichtbar zu machen, wird auf Methoden der klassischen Signalverarbeitung zurückgegriffen. Ein fundamentales Werkzeug zur Charakterisierung stationärer Prozesse bildet hierbei die Fourier-Transformation. Sie erlaubt die Identifikation dominanter Frequenzen und harmonischer Signalkomponenten. Jedoch weist sie durch den Verlust der zeitlichen Lokalität von Frequenzänderungen in der globalen Transformation entscheidende Einschränkungen auf [Chatfield u. Xing, 2019b]. Da reale Monitoring-Daten oft nichtstationäres Verhalten zeigen, ist die simultane Betrachtung von Zeit- und Frequenzinformationen, wie von [Cohen, 1995] gefordert, essenziell. Ein erster Lösungsansatz ist die Kurzzeit-Fourier-Transformation (STFT), welche durch eine segmentweise Analyse eine begrenzte zeitliche Lokalisierung ermöglicht. Diese bleibt jedoch an dem inhärenten Kompromiss gebunden, dass die Zeit-Frequenz-Auflösung durch die gewählte Fensterbreite fixiert ist.

Eine deutlich flexiblere Alternative zur Analyse instationärer Signale bieten Waveletbasierte Methoden. Im Gegensatz zur STFT zerlegt die Wavelet-Transformation Daten in verschiedene Skalenkomponenten und untersucht diese mit einer an die jeweilige Frequenz angepassten zeitlich-räumlichen Auflösung [Daubechies, 1992]. Dies ermöglicht eine adaptive Analyse im Zeit-Skalen-Raum, wodurch sich insbesondere transitorische Ereignisse und multiskalige Prozesse präzise erfassen lassen. Während die kontinuierliche Wavelet-Transformation (CWT) vor allem in der explorativen Analyse Stärken zeigt, erlauben die diskrete Wavelet-Transformation (DWT) sowie die Multiskalenzerlegung nach [Mallat, 1989] effiziente numerische Implementierungen, etwa zur Trend-Rausch-Trennung.

Die Wavelet-Analyse ist daher ein zentrales Instrument um lokalisierte Energieschwankungen und dominierende Schwankungsmodi innerhalb von Zeitreihen zu identifizieren [Torrence u. Compo, 1998a]. Diese Eigenschaften werden bereits erfolgreich in der Geophysik und Hydrologie genutzt, beispielsweise zur Untersuchung von Klimavariabilitäten oder Hochwasserzyklen [Weng u. Lau, 1994; Muller u. a., 2024; Sovic Krzic u. a., 2012]. Auch im Structural Health Monitoring (SHM) sind diese Methoden mittlerweile unverzichtbar. Studien belegen, dass die Wavelet-Analyse besonders sensitiv auf lokale Frequenzänderungen und Dämpfungseffekte reagiert, was sie für die Detektion von Schadensereignissen prädestiniert [Staszewski u. Robertson, 2007; Taha u. a., 2006]. Insbesondere bei komplexen, rauschbehafteten Schwingungsantworten im Tiefbau ermöglichen neue Algorithmen auf Basis der DWT eine robuste Entrauschung und somit eine zuverlässigere Zustandsbewertung [Silik u. a., 2024].

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass Fourier-, Wavelet- und Zeit-Frequenzbasierte Methoden komplementäre Informationen liefern, deren Auswahl maßgeblich von der Stationarität und Frequenzstruktur der untersuchten Zeitreihe abhängt. Die Verknüpfung dieser analytischen Verfahren mit hochpräziser geodätischer Sensorik und kostengünstigen IoT-Lösungen (wie Low-Cost GNSS oder MEMS) leistet einen wesentlichen Beitrag zur Weiterentwicklung des Monitorings.

3 Datenanalyse

Die Datenanalyse nimmt im Monitoring eine zentrale Rolle ein, da sie den entscheidenden Schritt von der bloßen Erfassung von Sensordaten hin zur Ableitung relevanter Informationen darstellt. Moderne Gesellschaften sind stark von komplexen technischen Systemen abhängig, weshalb Schäden an Bauwerken frühzeitig erkannt werden müssen, um Ausfälle mit potenziell gravierenden Folgen für Sicherheit und Wirtschaft zu verhindern [Farrar u. Worden, 2012]. Für die schadensbasierte Zustandsüberwachung über mechanische Schwingungseigenschaften sind zahlreiche Faktoren entscheidend. Dazu zählen die Anregung und Messung, insbesondere die Auswahl und Positionierung geeigneter Sensoren, sowie die anschließende Signalverarbeitung mittels Spektralanalyse. Während moderne Monitoring-Systeme kontinuierlich große Mengen heterogener Daten – etwa aus GNSS-Empfängern, MEMS-Sensoren oder faseroptischen Systemen – generieren können, entfaltet sich deren Mehrwert erst durch eine methodisch fundierte Auswertung [Doebling et al., 1998]. Nur durch eine gezielte Analyse lassen sich in den Messdaten verborgene Muster, Trends und Anomalien identifizieren, die Rückschlüsse auf den strukturellen Zustand eines Bauwerks erlauben.

Eine zentrale Grundlage dieser Analyse bilden zeitbezogene Daten. Nahezu alle natürlichen und technischen Prozesse unterliegen zeitlichen Veränderungen, sodass Messgrößen erst durch ihre Verknüpfung mit einem eindeutigen Zeitstempel interpretierbar werden. Der Zeitbezug ermöglicht es, dynamische Entwicklungen systematisch zu erfassen, Veränderungen im Verlauf zu analysieren und zukünftige Zustände abzuleiten. Gerade im Kontext von Big Data ist eine konsistente zeitliche Ordnung innerhalb von Datenstrukturen unerlässlich. In der Geodäsie kommt der Zeitinformation dabei eine besondere Bedeutung zu, da Beobachtungen häufig erst durch ihre zeitliche Einordnung vergleichbar werden. Die Abbildung eines kontinuierlichen zeitabhängigen Prozesses durch diskrete Messwerte wird als Zeitreihe bezeichnet und stellt die methodische Grundlage der Zeitreihenanalyse dar, mit deren Hilfe langfristige Trends, periodische Signalanteile oder abrupte Strukturänderungen sichtbar gemacht werden können.

Vor diesem Hintergrund gewinnt die datengetriebene Analyse zeitbezogener Messreihen im Monitoring eine Schlüsselstellung, da sie moderne Sensornetzwerke mit mathematischen und signalverarbeitungstechnischen Methoden verbindet und eine integrative Beurteilung komplexer Tragwerke ermöglicht [Engel et al., 2020]. Obwohl Geodät*innen aufgrund ihrer Ausbildung in Sensorik, Physik, Statistik und Programmierung grundsätzlich für die Analyse zeitbezogener Daten qualifiziert sind, kommt die Zeitreihenanalyse in der Praxis bislang nur eingeschränkt zum Einsatz. Häufig beschränkt sich die Auswertung auf spektrale Verfahren zur Analyse periodischer Schwingungsvorgänge, die jedoch einen Spezialfall darstellen, da valide Ergebnisse einen ausgeprägt periodischen Signalcharakter voraussetzen. Neben der Fourier-Transformation zur Untersuchung spektraler Signalanteile wird insbesondere die Wavelet-Transformation als weiterführendes Werkzeug zur Analyse nichtstationärer und zeitlich variierender Zeitreihen behandelt, wobei der Fokus auf einer fachlich fundierten und situationsspezifischen Anwendung liegt.

3.1 Von geodätischen Transformationen zur Fourier-Transformation

Der Begriff der Transformation ist in den Geowissenschaften vielschichtig besetzt. In der Geodäsie versteht man darunter meist geometrische Transformationen, etwa die Überführung von Koordinaten zwischen verschiedenen Referenzsystemen oder Projektionen. Solche geodätischen Transformationen dienen dazu, Messgrößen in ein konsistentes Bezugssystem zu überführen und Vergleichbarkeit herzustellen. Im weiteren Sinne lassen sich jedoch auch mathematische Verfahren zur Signal- und Datenverarbeitung als Transformationen verstehen. Hierbei wird ein Signal aus dem Zeitbereich in einen anderen Darstellungsraum überführt, um verborgene Eigenschaften sichtbar zu machen. Die klassische Fouriertransformation beispielsweise wandelt ein zeitabhängiges Signal in seine Frequenzkomponenten um und erlaubt so die Analyse von Schwingungen und periodischen Anteilen. Erweiterte Verfahren wie die Kurzzeit-Fouriertransformation (STFT) oder Wavelet-Transformationen verallgemeinern dieses Prinzip, indem sie zusätzlich eine zeitliche Lokalisierung der Frequenzinformation ermöglichen. Damit besteht eine enge Parallele zwischen geodätischen und mathematischen Transformationen. In beiden Fällen werden Messgrößen in einen anderen Raum überführt, um neue Perspektiven auf die Daten zu gewinnen und die Grundlage für weiterführende Analysen zu schaffen.

Die Rolle der Orthogonalität

In der Geodäsie dienen Transformationen insbesondere dazu, Messpunkte aus unterschiedlichen Referenzsystemen, Beobachtungsgeometrien oder Epochen konsistent zu verknüpfen. Ein klassisches Beispiel sind Koordinatentransformationen zwischen lokalen und globalen Bezugssystemen, die durch Verschiebung, Rotation und Skalierung beschrieben werden können [Torge u. Müller, 2012]. Der Rotationsanteil dieser Transformationen wird dabei durch orthogonale Matrizen dargestellt, die den euklidischen Metrikraum erhalten. Mathematisch wird die Orthogonalität durch die Bedingung $R^T R = I$ formuliert, wodurch Längen und Winkel invariant bleiben. Derartige Transformationen sind in der geodätischen Netzberechnung und bei Helmert-Transformationen weit verbreitet [Grafarend u. Krumm, 2006].

Der in der Geodäsie verankerte Orthogonalitätsbegriff findet eine analoge Form in der Analyse zeitabhängiger Messdaten, wenn die Darstellung vom Ortsraum in den Frequenzraum überführt wird. Dies geschieht mittels der Fourier-Transformation, die keine geometrische Rotation des Koordinatenrahmens vornimmt, sondern die Darstellung eines Signals in eine orthogonale Basis aus komplexen Exponentialfunktionen überführt. Die Fourier-Transformation kann als unitäre Abbildung im Hilbertraum L_2 aufgefasst werden, wobei die komplexe Orthogonalität die reelle Orthogonalität verallgemeinert [Oppenheim u. Schafer, 2010]. Diese Unitarität gewährleistet, dass das Skalarprodukt des Signals unter der Transformation erhalten bleibt. Das entspricht dem Parseval-Theorem, welches besagt, dass die Signalenergie sowohl im Orts- als auch im Frequenzraum identisch ist [Bracewell, 2000].

Die strukturelle Parallele ist hierbei zentral: Während in der räumlichen Geodäsie orthogonale Transformationen die metrischen Eigenschaften geometrischer Objekte bewahren, sorgt die orthogonale Basis der Fourier-Transformation dafür, dass energetische Eigenschaften von Messsignalen invariant bleiben. Somit erweitert die Fourier-Transformation den

Transformationsgedanken der Geodäsie vom dreidimensionalen Koordinatenraum in den funktionalen Raum der Signalrepräsentationen. Orthogonalität bildet in beiden Fällen den mathematischen Kern, der Informationsverlust vermeidet, eindeutige Rücktransformationen ermöglicht und die physikalische Interpretation von Messdaten absichert.

Die Fourier-Transformation als Grundwerkzeug

Ein zentrales Grundwerkzeug der Signalanalyse ist die Fourier-Transformation, welche ein zeitabhängiges Signal in seine spektralen Frequenzanteile zerlegt. Sie ermöglicht eine globale Beschreibung des Signalinhalts und liefert insbesondere für stationäre oder schwachstationäre Signalanteile eine klare Identifikation dominanter periodischer Komponenten. Voraussetzung hierfür ist, dass die statistischen Eigenschaften des Signals über die Zeit hinweg im Wesentlichen konstant bleiben.

In der praktischen Anwendung geodätischer Überwachungsmessungen stellen zeitbezogene Daten die Grundlage der meisten Analyseverfahren dar. Erst durch die eindeutige zeitliche Einordnung einzelner Messwerte werden Beobachtungen vergleichbar und dynamische Entwicklungen erfassbar. Die zeitliche Struktur eines Signals ist dabei entscheidend, da reale Messdaten häufig durch zeitlich variierende Einflüsse, transiente Effekte oder strukturelle Änderungen geprägt sind.

Die klassische spektrale Analyse betrachtet das Signal jedoch über den gesamten Beobachtungszeitraum hinweg und verliert dadurch Informationen über die zeitliche Lokalisation einzelner Signalanteile. Insbesondere nichtstationäre Effekte können im Frequenzbereich zwar nachgewiesen, jedoch nicht eindeutig zeitlich zugeordnet werden. Vor diesem Hintergrund gewinnen weiterführende zeit-frequenz-basierte Analysemethoden an Bedeutung, da sie den expliziten Zeitbezug der Daten berücksichtigen und damit eine differenziertere Interpretation geodätischer Zeitreihen ermöglichen.

4 Integraltransformationen

Integraltransformationen sind fundamentale Werkzeuge der Signalverarbeitung und damit von zentraler Bedeutung im Monitoring. Sie erlauben die Überführung von Messdaten aus dem Zeitbereich in alternative Darstellungsräume wie Frequenzbereich oder Zeit-Frequenz-Bereich. Dadurch werden Schwingungen, Moden und transiente Prozesse sichtbar, die in den Rohdaten verborgen bleiben. Im Folgenden werden die wichtigsten Transformationen, wie Kontinuierliche Fourier-Transformation (CFT), Diskrete Fourier-Transformation (DFT), Kurzzeit-Fourier-Transformation (STFT), Kontinuierliche Wavelet-Transformation (CWT) und Diskrete Wavelet-Transformation (DWT) vorgestellt.

4.1 Kontinuierliche Fourier-Transformation (CFT)

Die kontinuierliche Fourier-Transformation (FT) zählt zu den grundlegenden Werkzeugen der Signal- und Systemanalyse und dient der Zerlegung eines zeitkontinuierlichen Signals $x(t)$ in seine harmonischen Frequenzanteile [Fourier, 1822]:

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cdot e^{-j\omega t} dt \quad (1)$$

Das resultierende Spektrum $X(\omega)$ beschreibt die vollständige spektrale Zusammensetzung des Signals und ordnet jeder Kreisfrequenz ω eine komplexe Amplitude zu. Diese komplexe Darstellung enthält sowohl Informationen über den Betrag der jeweiligen Frequenzkomponente, der deren Energie- bzw. Amplitudenanteil widerspiegelt, als auch über die Phasenlage, welche die zeitliche Position der Schwingungsanteile bestimmt. Damit ermöglicht die Fourier-Transformation einen grundlegenden Perspektivwechsel vom Zeitbereich in den Frequenzbereich und stellt eine kompakte Beschreibung der im Signal enthaltenen Schwingungsanteile bereit.

Eine zentrale Eigenschaft der Fourier-Transformation ist ihre Linearität, wodurch sich die Transformation einer Linearkombination von Signalen direkt aus den Transformationen der einzelnen Signalanteile ergibt. Dies erlaubt es, komplexe Signale als Überlagerung elementarer harmonischer Schwingungen zu interpretieren. Darüber hinaus gewährleistet das Parseval-Theorem die Energieerhaltung zwischen Zeit- und Frequenzbereich, sodass die Gesamtenergie eines Signals unabhängig von der Darstellungsform identisch bleibt [Oppenheim et al., 1999]. Ein weiteres grundlegendes Konzept ist die Dualität zwischen Zeit- und Frequenzbereich, nach der Zeit- und Frequenzvariable formal gleichwertig sind und sich viele Eigenschaften der Fourier-Transformation spiegelbildlich übertragen lassen. In Verbindung mit der Invertierbarkeit der Transformation ist damit sichergestellt, dass ein Signal bei Kenntnis seines vollständigen Spektrums eindeutig rekonstruierbar ist.

Die Anwendung der kontinuierlichen Fourier-Transformation ist insbesondere für stationäre Prozesse sinnvoll, bei denen sich statistische Eigenschaften wie Mittelwert, Varianz und Autokorrelationsfunktion zeitlich nicht ändern. Unter dieser Annahme liefert das Frequenzspektrum eine stabile und aussagekräftige Beschreibung der dominierenden Signalanteile. In der Praxis wird die Fourier-Transformation daher häufig zur Identifikation von Eigenfrequenzen und Resonanzen eingesetzt, etwa zur Charakterisierung dynamischer Systeme oder zur Analyse stationärer Schwingungsprozesse. Ebenso ermöglicht sie den Vergleich aktueller Frequenzspektren mit Referenzzuständen, wodurch Veränderungen im Systemverhalten detektiert werden können.

Eine wesentliche Einschränkung des sog. Amplitudenspektrums besteht jedoch darin, dass sie keine zeitliche Lokalisierung der Frequenzanteile erlaubt. Das Spektrum beschreibt ausschließlich, welche Frequenzen im Signal enthalten sind, jedoch nicht, zu welchem Zeitpunkt diese auftreten. Bei nichtstationären Signalen, deren spektrale Eigenschaften sich zeitlich verändern, ist die Interpretation des Fourier-Spektrums daher nur eingeschränkt möglich, da zeitlich begrenzte Ereignisse oder transiente Effekte im globalen Frequenzbild überlagert werden [Bracewell, 1999]. Diese Einschränkung bildet die zentrale Motivation für die Entwicklung zeitabhängiger oder multiskaliger Analyseverfahren.

4.2 Diskrete Fourier-Transformation (DFT)

Für praktisch relevante Anwendungen liegt ein Signal jedoch nicht in kontinuierlicher Form vor, sondern als endliche, diskrete Folge von Messwerten $x[n]$ mit der Länge N , die

typischerweise in äquidistanten Zeitabständen erfasst wurden. Für solche diskreten Messreihen wird die kontinuierliche Fourier-Transformation durch die diskrete Fourier-Transformation (DFT) ersetzt. Nach [Gauss, 1805] ist diese definiert als

$$X(k) = \sum_{n=0}^{N-1} x(n) \cdot e^{-\frac{j2\pi kn}{N}}, k = 0, \dots, N-1 \quad (2)$$

Die DFT überführt die endliche Zeitreihe $x[n]$ in ein ebenfalls endliches, äquidistant abgetastetes Frequenzspektrum $X[k]$. Jedem Index k ist dabei eine diskrete Frequenz zugeordnet, sodass das Spektrum eine diskrete Approximation der kontinuierlichen spektralen Darstellung darstellt.

Eine wesentliche Eigenschaft der DFT ist die feste Frequenzauflösung $\Delta f = f_s/N$, die sich aus der Abtastrate f_s und der Anzahl der Stützstellen ergibt. Damit ist die spektrale Auflösung unmittelbar an die Länge der Messreihe gekoppelt. Gleichzeitig geht die DFT implizit von einer periodischen Fortsetzung des betrachteten Signals aus, was insbesondere bei endlichen Datensätzen zu Randartefakten oder spektraler Leakage führen kann. Numerisch ist die DFT stabil, ihr direkter Rechenaufwand skaliert jedoch quadratisch mit der Datenlänge $O(N^2)$, wodurch sie für große Datensätze nur eingeschränkt praktikabel ist.

In der Praxis findet die DFT breite Anwendung bei der Verarbeitung diskreter Sensordaten, etwa aus Beschleunigungsmessungen, GNSS-Zeitreihen oder anderen kontinuierlich aufzeichnenden Messsystemen. Insbesondere bei der Modalanalyse oder der Untersuchung periodischer Schwingungsanteile in endlichen Datensätzen liefert die DFT eine kompakte und anschauliche Beschreibung der dominanten Frequenzkomponenten.

Um den hohen Rechenaufwand der direkten DFT zu reduzieren, wird in nahezu allen praktischen Anwendungen die schnelle Fourier-Transformation (FFT) eingesetzt. Die FFT ist kein eigenständiges Transformationsverfahren, sondern ein Algorithmus zur effizienten Berechnung der DFT [Cooley u. Tukey, 1965]. Durch geschickte Zerlegung der Summenstruktur reduziert sich die Rechenkomplexität von $O(N^2)$ auf $O(N \log N)$, was insbesondere für große Datenmengen einen erheblichen Effizienzgewinn darstellt [Oppenheim et al., 1999]. Besonders effizient ist die FFT bei Datensatzlängen der Form $N = 2^m$, weshalb Messreihen in der Praxis häufig entsprechend segmentiert werden.

Die FFT bildet damit die rechentechnische Grundlage nahezu aller modernen Spektralanalysen und ermöglicht auch die Echtzeit-Auswertung kontinuierlicher Messdaten, etwa in der Bauwerksüberwachung oder in eingebetteten Sensor- und IoT-Systemen. Trotz dieser Vorteile bleiben die grundlegenden Eigenschaften und Einschränkungen der DFT bestehen. Die FFT liefert eine global gemittelte Frequenzdarstellung mit fester Auflösung und setzt eine hinreichende Stationarität der betrachteten Signalanteile voraus. Zeitlich lokale Änderungen oder transiente Effekte können daher auch mit der FFT nur eingeschränkt abgebildet werden.

4.3 Kurzzeit-Fourier-Transformation (STFT)

Die Kurzzeit-Fourier-Transformation (Short-Time Fourier Transform, STFT) erweitert das klassische Fourier-Konzept, indem das Signal nicht mehr global, sondern lokal im Zeitbereich

analysiert wird. Hierzu wird das kontinuierliche Signal $x(t)$ mit einem zeitlich begrenzten Fenster $w(t)$ multipliziert, das entlang der Zeitachse verschoben wird. Für jede Fensterposition τ wird anschließend eine Fourier-Transformation durchgeführt, wodurch eine gemeinsame Zeit-Frequenz-Darstellung entsteht [Gabor, 1946] und [Allen u. Rabiner, 1977]:

$$X(\tau, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cdot w(t - \tau) \cdot e^{-j\omega t} dt \quad (3)$$

Das Ergebnis $X(\tau, \omega)$ beschreibt, welche Frequenzanteile zu welchem Zeitpunkt im Signal auftreten, und wird häufig in Form eines Spektrogramms visualisiert. Auf diese Weise lassen sich zeitlich begrenzte oder sich verändernde spektrale Eigenschaften erfassen, die in einer klassischen Fourier-Analyse verborgen bleiben würden.

Die zentrale Eigenschaft der STFT ist der feste Zusammenhang zwischen Zeit- und Frequenzauflösung. Die Wahl der Fensterfunktion $w(t)$ bestimmt dabei unmittelbar die Länge des analysierten Zeitintervalls und damit die erreichbare Auflösung in beiden Domänen. Kurze Fenster erlauben eine präzise zeitliche Lokalisierung schneller Signaländerungen, gehen jedoch mit einer reduzierten Frequenzauflösung einher. Lange Fenster verbessern hingegen die frequenzielle Trennschärfe, verschlechtern jedoch die zeitliche Auflösung. Dieser fundamentale Zielkonflikt wird als Zeit-Frequenz-Trade-off bezeichnet und ist eine direkte Konsequenz der Heisenbergschen Unschärferelation [Heisenberg, 1927].

Neben der Fensterlänge beeinflusst auch die Fensterform maßgeblich die Eigenschaften der STFT. Gängige Fensterfunktionen wie Hann-, Hamming- oder Gauß-Fenster unterscheiden sich hinsichtlich Hauptkeulenbreite und Nebenkeulenunterdrückung, was sich auf spektrale Leakage und Auflösung auswirkt [Cohen u. Lee, 1989]. In der Praxis wird häufig eine Überlappung benachbarter Fenster von etwa 50–75% gewählt, um ein glattes und stabiles Spektrogramm zu erhalten und Diskontinuitäten zwischen aufeinanderfolgenden Zeitabschnitten zu vermeiden. Die Fensterparameter sollten dabei stets an die erwarteten Modalfrequenzen sowie an das Ausmaß der zeitlichen Nichtstationarität des Signals angepasst werden. Aufgrund ihrer Fähigkeit zur zeitlich aufgelösten Spektralanalyse eignet sich die STFT insbesondere zur Untersuchung transienter Ereignisse wie Lastwechsel, Schläge oder kurzzeitiger Störungen. Darüber hinaus kann sie zur Verfolgung zeitlich variierender Frequenzen, etwa bei Frequenzdrift oder Modulationsphänomenen, eingesetzt werden. Auch in der schadensbasierten Zustandsüberwachung nichtstationärer Signale liefert die STFT wertvolle Hinweise, da Veränderungen im Zeit-Frequenz-Verhalten als potenzielle Schadensindikatoren interpretiert werden können. Gleichzeitig bleibt die feste Auflösung der STFT jedoch eine grundlegende Einschränkung, die bei komplexen Signalen mit gleichzeitig kurz- und langzeitigen Strukturen zu Kompromissen in der Analyse führt.

4.4 Kontinuierliche-Wavelet-Transformation (CWT)

Die kontinuierliche Wavelet-Transformation (CWT) basiert auf der Projektion eines Signals auf eine skalierbare und verschiebbare Basisfunktion, das sogenannte Mutter-Wavelet $\psi(t)$, und ermöglicht dadurch eine zeit- und skalenabhängige Analyse der Signalstruktur, siehe [Mallat, 1989] und [Grossmann u. Morlet, 1984]. Für ein zeitkontinuierliches Signal $x(t)$ ist die CWT definiert als

$$W(a, b) = \frac{1}{\sqrt{|a|}} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cdot \psi^* \left(\frac{t - b}{a} \right) dt \quad (4)$$

wobei der Skalenparameter a die zeitliche Ausdehnung des Wavelets steuert und damit indirekt den betrachteten Frequenzbereich bestimmt, während der Translationsparameter b die zeitliche Position des Wavelets entlang des Signals beschreibt. Durch die kontinuierliche Variation beider Parameter entsteht eine hochaufgelöste Zeit-Skalen-Darstellung, in der sowohl kurzzeitige hochfrequente Ereignisse als auch langperiodische Signalanteile simultan erfasst werden können.

Ein zentrales Merkmal der CWT ist ihre multiskalige Struktur mit adaptiver Zeit-Frequenz-Auflösung. Hohe Frequenzen werden mit guter zeitlicher Auflösung, niedrige Frequenzen hingegen mit erhöhter frequenzieller Auflösung dargestellt. Diese Eigenschaft unterscheidet die CWT grundlegend von klassischen Fourier-basierten Verfahren und macht sie besonders geeignet für die Analyse nichtstationärer Signale. Die Wahl des Mutter-Wavelets hat dabei einen maßgeblichen Einfluss auf die resultierende Darstellung. Während beispielsweise das Morlet-Wavelet aufgrund seiner sinusähnlichen Struktur für die Analyse schwingungsdominierter Signale prädestiniert ist, eignen sich kompakt unterstützte Wavelets wie Haar- oder Daubechies-Wavelets besser zur Detektion sprunghafter Änderungen oder lokaler Diskontinuitäten, siehe [Torrence u. Compo, 1998b].

In der ingenieurwissenschaftlichen und geodätischen Anwendung wird die CWT insbesondere zur Detektion transienter Ereignisse wie Rissbildungen, impulsartiger Störungen oder lokaler Steifigkeitsänderungen eingesetzt. Darüber hinaus erlaubt sie die Analyse der Schwingungsenergie über verschiedene Skalen hinweg, wodurch zeitlich veränderliche Dynamiken sichtbar gemacht werden können. In Kombination mit der Modalanalyse, welche die Eigenfrequenzen, Dämpfungen und Modenformen eines Tragwerks beschreibt, lassen sich robuste Merkmale zur Zustandsbewertung und Schadensdiagnose extrahieren. Die CWT ergänzt hierbei klassische modalbasierte Ansätze, indem sie eine zeitlich lokalisierte Betrachtung modal relevanter Energieanteile ermöglicht.

Für die praktische Anwendung ist eine sorgfältige Wahl des Mutter-Wavelets erforderlich, die sich an der Signalcharakteristik orientieren sollte. Zudem ist bei endlichen Datensätzen eine geeignete Randbehandlung, etwa durch Padding oder Spiegelung, notwendig, um Randartefakte im Skalogramm zu reduzieren [Torrence u. Compo, 1998b]. Aufgrund der kontinuierlichen Parametrisierung ist die CWT jedoch mit einem vergleichsweise hohen Rechenaufwand verbunden und liefert eine redundante Darstellung. Für recheneffiziente Anwendungen, Kompression oder rekonstruktive Aufgaben wird daher häufig auf die diskrete Wavelet-Transformation zurückgegriffen. Dennoch bleibt die CWT ein leistungsfähiges Analysewerkzeug, dessen interpretative Stärke insbesondere in der explorativen Untersuchung komplexer, zeitlich variierender Prozesse liegt.

4.5 Diskrete Wavelet-Transformation (DWT)

Die diskrete Wavelet-Transformation (DWT) stellt eine effiziente und praxisnahe Realisierung der Wavelet-Analyse dar und basiert konzeptionell auf der Multiresolution Analysis (MRA), wie sie von Mallat [1989] eingeführt wurde. Im Gegensatz zur kontinuierlichen Wavelet-

Transformation arbeitet die DWT mit diskreten Skalen und Translationsparametern und ermöglicht dadurch eine nicht-redundante, exakt rekonstruierbare Darstellung eines Signals. Grundlage der DWT ist eine iterative Zerlegung des diskreten Signals $x[n]$ in grobe und feine Anteile, welche durch die sukzessive Anwendung eines Tiefpass- und eines Hochpassfilters sowie einer anschließenden Unterabtastung um den Faktor zwei realisiert wird. Mathematisch ergibt sich für die Approximations- und Detailkoeffizienten der nächsthöheren Skala $j + 1$ die Beziehung

$$a_{j+1}(k) = \sum_n h(n - 2k) a_j(n) \quad (5)$$

$$d_{j+1}(k) = \sum_n g(n - 2k) a_j(n) \quad (6)$$

wobei $a_j[n]$ die Approximationskoeffizienten der Skala j , $d_j[n]$ die zugehörigen Detailkoeffizienten sowie $h[n]$ und $g[n]$ die Skalierungs- bzw. Waveletfilter des gewählten Mutter-Wavelets bezeichnen.

Die Approximationskoeffizienten a_{j+1} beschreiben dabei ein geglättetes, niederfrequentes Abbild des Signals auf einer gröberen Skala, während die Detailkoeffizienten d_{j+1} jene Signalanteile erfassen, die beim Übergang auf diese gröbere Darstellung verloren gehen würden. Insbesondere reagieren die Hochpassfilter empfindlich auf lokale Gradienten, sprunghafte Änderungen und hochfrequente Signalanteile, während konstante oder langsam variierende Komponenten weitgehend unterdrückt werden. Datensprünge oder impulsartige Störungen manifestieren sich daher als lokal konzentrierte, betragsmäßig große Detailkoeffizienten, häufig über mehrere aufeinanderfolgende feine Skalen hinweg. Diese Eigenschaft macht die DWT besonders geeignet für die Detektion und Lokalisierung lokaler Diskontinuitäten in Messreihen.

Durch die dyadische Skalenstruktur wird eine multiskalige Analyse mit sehr hoher numerischer Effizienz ermöglicht. Die Rechenkomplexität der schnellen Wavelet-Transformation liegt bei $O(N)$ und ist damit deutlich geringer als bei klassischen spektralen Verfahren, was ihren Einsatz für große Datenmengen und Echtzeitanwendungen prädestiniert. Abhängig von der Filterwahl können orthogonale oder biorthogonale Wavelet-Basen, etwa Haar-, Daubechies- oder Symlet-Wavelets, verwendet werden [Daubechies, 1988]. Bei geeigneter Wahl der Filter ist eine exakte Rekonstruktion des Ursprungssignals aus den Approximations- und Detailkoeffizienten gewährleistet.

Im Vergleich zur kontinuierlichen Wavelet-Transformation liefert die DWT keine kontinuierliche Zeit-Skalen-Darstellung, sondern eine diskrete, skalenabhängige Repräsentation. Die feste dyadische Skalenstruktur kann bei sehr komplexen oder nicht dyadisch skalierten Prozessen in speziellen Anwendungen zu Informationsverlust führen, was jedoch in den meisten ingenieurgeodätischen Fragestellungen von untergeordneter Bedeutung ist. Die Wahl des Mutter-Wavelets sowie der Zerlegungstiefe beeinflusst die Analyseergebnisse maßgeblich und erfordert fachliche Erfahrung sowie eine Anpassung an die jeweilige Signalcharakteristik [Mallat, 1999].

4.6 Wavelet-Transformation in der Geodäsie

Die vorgestellten Transformationen bilden ein abgestuftes Methodenspektrum zur Analyse zeitabhängiger Messdaten, wie sie insbesondere in der Geodäsie und im Bauwerksmonitoring auftreten. Klassische Fourier-basierte Verfahren wie die FT, DFT und FFT stellen dabei grundlegende Werkzeuge zur frequenzbasierten Auswertung dar und eignen sich vor allem für stationäre oder nahezu stationäre Schwingungsprozesse. Sie werden in der Praxis häufig zur Identifikation globaler Eigenfrequenzen, Resonanzen oder langfristig stabiler Dynamiken eingesetzt, liefern jedoch keine Information über die zeitliche Entwicklung dieser Frequenzanteile.

Zeit-Frequenz-Verfahren wie die Kurzzeit-Fourier-Transformation erweitern diese Analyse, indem sie eine zeitliche Lokalisierung spektraler Inhalte ermöglichen. Für geodätische Monitoringanwendungen, bei denen Messdaten häufig durch zeitlich begrenzte Ereignisse, wechselnde Umweltbedingungen oder veränderliche Anregungen beeinflusst werden, ist diese Eigenschaft grundsätzlich von Vorteil. Der feste Auflösungs-Trade-off zwischen Zeit und Frequenz schränkt die Aussagekraft jedoch bei stark nichtstationären, multiskaligen oder transienten Signalanteilen ein, wie sie etwa bei Rissbildung, Lastumlagerungen oder sprunghaften Strukturänderungen auftreten können.

Die Wavelet-Transformation adressiert diese Einschränkungen gezielt und bietet insbesondere für das Bauwerksmonitoring in der Geodäsie einen hohen Mehrwert. Durch ihre multiskalige Struktur ermöglicht sie eine adaptive Zeit-Frequenz-Auflösung, bei der hochfrequente, kurzzeitige Effekte mit hoher zeitlicher Genauigkeit und niederfrequente, langfristige Prozesse mit hoher spektraler Präzision erfasst werden. Damit eignet sich die Wavelet-Transformation besonders für die Analyse komplexer Strukturantworten, die durch eine Überlagerung unterschiedlicher Zeitskalen gekennzeichnet sind.

Während die kontinuierliche Wavelet-Transformation vor allem der detaillierten Analyse und Interpretation zeitlich variierender Schwingungsenergie dient, erlaubt die diskrete Wavelet-Transformation eine recheneffiziente, nicht-redundante Zerlegung der Messdaten. Dies prädestiniert sie für die Detektion lokaler Anomalien, Datensprünge und transienter Effekte sowie für automatisierte Auswerteverfahren im Rahmen langfristiger Monitoringkonzepte. In der ingenieurgeodätischen Praxis ergibt sich somit ein methodischer Baukasten, in dem Wavelet-basierte Verfahren eine zentrale Rolle bei der Auswertung zeitabhängiger Sensordaten einnehmen und klassische frequenzbasierte Ansätze sinnvoll ergänzen.

5 Anwendungen der Integraltransformationen im Monitoring

Anwendungsbeispiele kommen aus dem ingenieurgeodätischen Monitoring an der Marienkirche in Neubrandenburg und der St.-Petri-Kirche in Altentreptow. In Neubrandenburg wurde ein Langzeitmonitoring durchgeführt, das verschiedene Sensortypen wie GNSS, Tachymeter und MEMS-Sensoren kombinierte [Engel et al., 2017]. Mittels Fourier-Analysen konnten Eigenfrequenzen und Schwingungsmoden des Kirchturms bestimmt werden.

5.1 Analyse von GNSS-Messungen an der Marienkirche

Die Erfassung der Turmschwingungen mittels GNSS erfolgte über einen Rover, welcher am Kirchturm befestigt ist und einer Referenzstation, welche auf dem Messdach der Hochschule Neubrandenburg angebracht war. Die Empfänger arbeiteten mit einer Abtastfrequenz von 20 Hz. Das Ergebnis der Schwingungsanalyse ergab mehrere Schwingfrequenzen. Der größte Auslenkung lag bei einer Frequenz von 1,14 Hz mit einer Amplitude von knapp unter einem Millimeter, siehe Abb. 1.

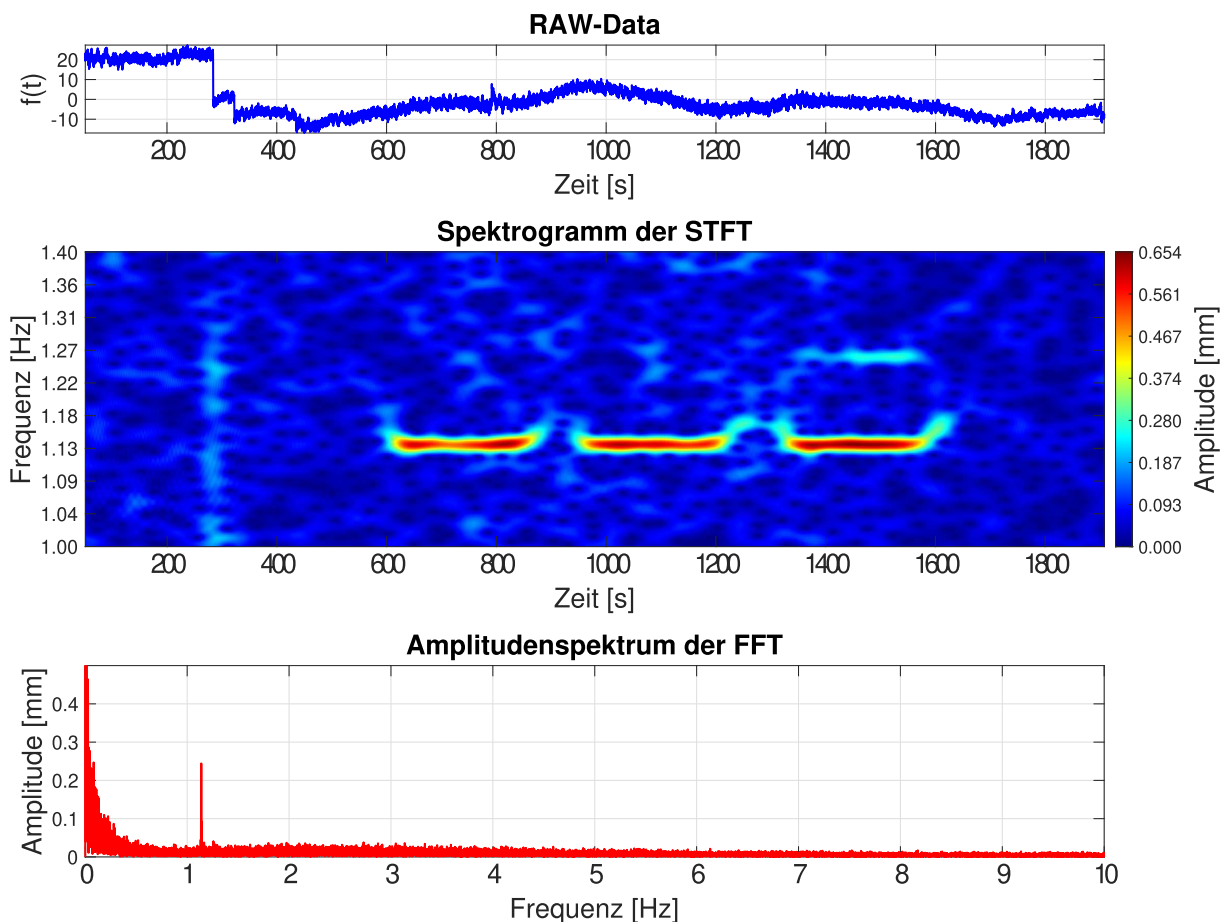


Abb. 1: Amplitudenspektrum und Spektrogramm der GNSS-Messung

Im Spektrogramm ist deutlich das Abschalten der Glockenläuteanlage bei 900 Sekunden und 1200 Sekunden zu sehen. Dies wird im einfachen Amplitudenspektrum nicht sichtbar und war bis zur Auswertung mittels Kurzzeitfourieranalyse auch nicht bekannt gewesen.

5.2 Analyse von NIVEL210-Messungen an der St.-Petri-Kirche

Die St. Peter Kirche in Altentreptow ist in den letzten Jahrzehnten umfassend restauriert worden. Nachdem zuletzt der Dachstuhl des Kirchenschiffes erneuert wurde, beginnt jetzt die Sanierung des Kirchturms. Dabei sollen vor allem die Holzverkleidungen des Turmes ausgetauscht werden. Bei Arbeiten am Kirchturm sind auch hier Schwingungen bedingt durch das Glockengeläut aufgefallen. Eine Bestimmung von Amplitude und Frequenz dieser Schwingungen wird von Seite der Kirchengemeinde begrüßt. Bei der St. Peter Kirche Altentreptow ist das Verhalten des Turmes und der Läuteplan vorab nicht bekannt gewesen. Hier erweist sich der neuentwickelte Sensor in Verbindung mit der Kurzzeitfouriertransformation als besonders effektiv. Nach nur einer Messung mit einer Dauer von ca. 30 Minuten kann ein Schwingverhalten sowohl zeitlich als auch in der Amplitude bestimmt werden, siehe Abb. 2.

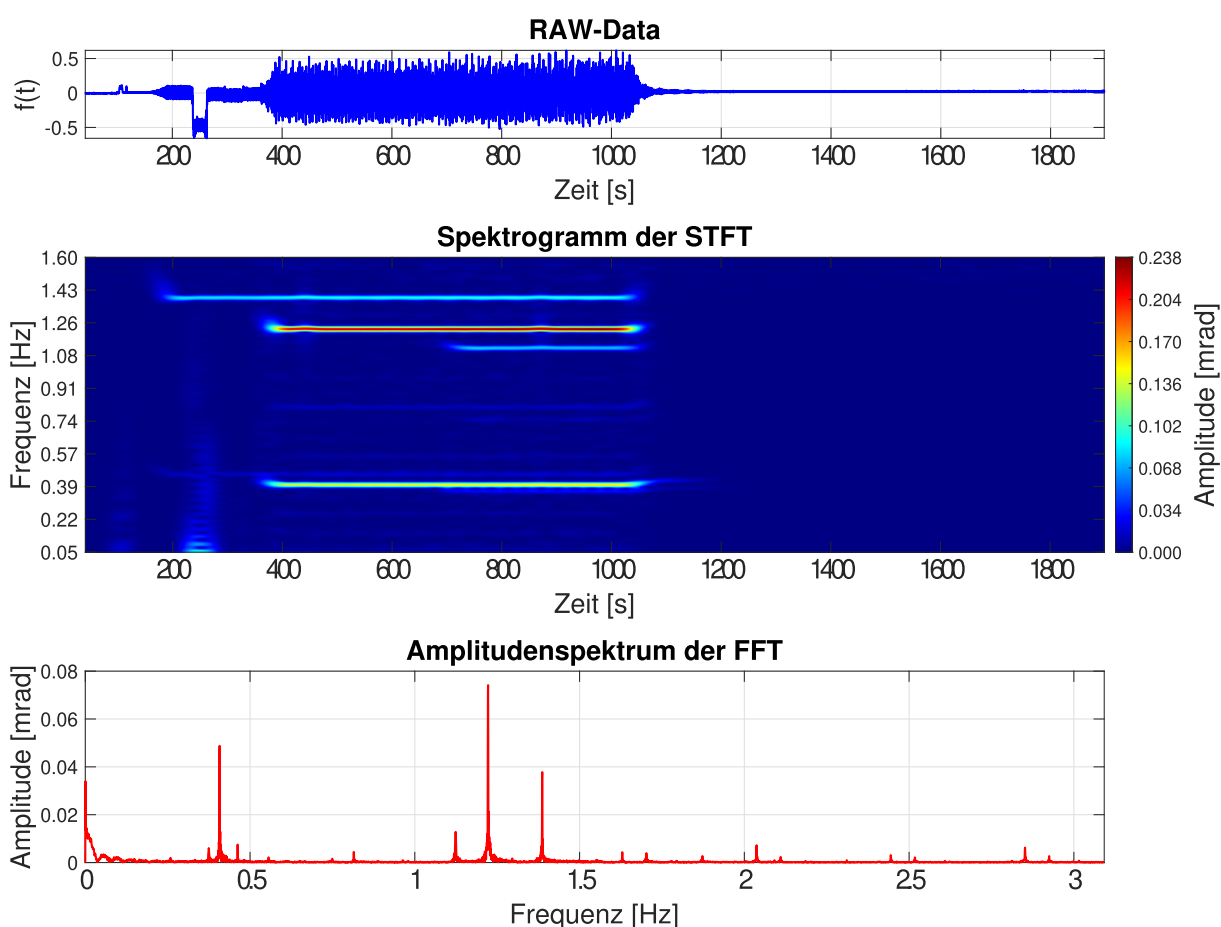


Abb. 2: Amplitudenspektrum und Spektrogramm der NIVEL-Messung an der St.-Petri-Kirche

Bei der Kurzzeitfouriertransformation ist immer ein Kompromiss zwischen der Zeitauslösung und der Frequenzauflösung erforderlich, da beide Auflösungen können nicht beliebig gesteigert werden können.

Literatur

- HEUNECKE, O., KUHLMANN, H., WELSCH, W., EICHHORN, A. & NEUNER, H. (2013): Handbuch Ingenieurgeodäsie – Auswertung geodätischer Überwachungsmessungen. 2. Auflage. Wichmann, Berlin/Offenbach.
- HEXAGON MANUFACTURING INTELLIGENCE (2017): Leica Absolute Tracker AT960 Brochure. <https://www.hexagonmi.com/de-DE/products/laser-trackersystems/leicaabsolute-tracker-at960> (29.08.2019).
- HORNIK, K., STINCHCOMBE, M. & WHITE, H. (1989): Multilayer feedforward networks are universal approximators. In: Neural Networks, 2 (5), S. 359-366.

Effizientes Monitoring alpiner Naturgefahren mit Fotogrammetrie

Felix PIRINGER¹ (<https://orcid.org/0009-0005-3696-0518>)

¹ Grünenfelder und Partner AG, felix.piringer@gruenenfelder.ch (Felix Piringer)

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-018](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-018), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Einleitung

Für die Überwachung von Naturgefahren eignet sich eine Vielzahl geodätischer und geotechnischer Sensoren. Diese unterscheiden sich bezüglich Messgrösse, räumlicher und zeitlicher Auflösung, Genauigkeit sowie Kosten. Wie bei jeder Überwachungsmessung sollten das Sensorsystem und das Beobachtungsintervall so gewählt werden, dass die zu erwartenden Veränderungen der Messgrössen (in der Regel geometrische Veränderungen aufgrund eines geologischen Prozesses) zuverlässig und statistisch signifikant nachgewiesen werden können.

Folgende praktische Herausforderungen beeinflussen bei alpinen Naturgefahren zudem typischerweise die Auslegung des Messkonzepts:

- Grosse räumliche Ausdehnung
- Beschränkte Zugänglichkeit (alpines Gelände und/oder akute Gefährdungssituation)
- Wenige oder keine stabilen Zonen (Materialisierung von Fixpunkten schwierig oder unmöglich)
- Exposition gegenüber extremen Witterungsverhältnissen
- Vegetation, die Teile des zu überwachenden Geländes verdeckt

Trotz technischer Limitationen (insb. bei Schlechtwetter und dichter Vegetation) hat sich die drohnengestützte Fotogrammetrie nicht nur als komplementäre, sondern auch als primäre Methode für die Überwachung unterschiedlicher Naturgefahren im alpinen Raum bewährt. Anhand ausgewählter Projekte der Grünenfelder und Partner AG sowie der Terradata AG aus den Jahren 2024 und 2025 werden in diesem Artikel verschiedene Analysemethoden und Visualisierungen vorgestellt, die bei der Kundschaft auf grossen Erfolg gestossen sind. Zudem wird gezeigt, wie die Kombination aus hochwertiger Hardware, praxistauglichen Flugbewilligungen und Datenerfassungsprozesse sowie einem webbasierten Datenviewer mit Fotogrammetrie- und GIS-Features eine grosse Effizienz- und Qualitätssteigerung gegenüber herkömmlichen Methoden ermöglicht.

Die nachfolgende Tabelle verschafft einen Überblick über die vorgestellten Projekte.

Tabelle 1: Vorgestellte Projektbeispiele der Grünenfelder und Partner AG und Terradata AG

Projekt	Brienzer Rutsch (Felssturz, Schuttstrom)	Blockgletscher Hübschhorn (Murgang)	Bergsturz Kleines Nesthorn	Felssturz Starlera
Ort	Brien/Brinzauls (GR)	Simplonpass (VS)	Blatten (VS)	Innerferrera (GR)
Ausdehnung [km ²]	2.9	3.7	5 bis 24 (Helikopter), 3.9 (Drohne)	0.004
Höhenlage [m. ü. M.]	950 bis 1.800	1.600 bis 3.000	1.300 bis 3.400 (Helikopter), 1.400 bis 2.700 (Drohne)	1.550 bis 1.610
Geschwindigkeit [m/a]	0.2 bis 5, kurzzeitig mehr als 20 m/d	2 bis 20 (anfangs unbekannt)	katastrophaler Bergsturz	0 bis 0.02
Beobachtungs- intervall	halbjährlich bis täglich	monatlich während schneefreier Periode	monatlich (Helikopter, während 5 Monaten), wöchentlich bis täglich (autonome Drohne)	halbjährlich

Die Projekte weisen Ausdehnungen und Deformationen in unterschiedlichsten Grössenordnungen auf. Diese Unterschiede werden bei der fotogrammetrischen Flugplanung sowie bei der Georeferenzierung der Daten berücksichtigt. Alternative Messtechniken wie Radarinterferometrie oder punktuelle GNSS-Messungen werden, wo verfügbar, für die Diskussion der Ergebnisse miteinbezogen. Es handelt sich dabei jedoch nicht um wissenschaftlich angelegte Experimente zur Validierung der Fotogrammetrie, sondern um eine praktische Einschätzung zum Nutzen der verschiedenen Mess- und Analyseergebnisse.

2 Webportal TEDAMOS

Während für Feldarbeiten je nach Projekt unterschiedliche Hardware und Methoden erforderlich sind, kommt [TEDAMOS](#) bei allen vorgestellten Projekten gleichermassen zum Einsatz. Es handelt sich dabei um einen webbasierten Datenviewer, welcher von Terradata AG entwickelt wurde. Nebst klassischen geodätischen und geotechnischen Sensordaten können mit dem Modul TEDAMOS Pixel auch fotogrammetrische Aufnahmen prozessiert und visualisiert werden.

Sofern die Passpunkte mit einem gut detektierbaren Muster (z. B. Schachbrett) signalisiert wurden, erfolgt die fotogrammetrische Auswertung ab dem Upload der Rohdaten bis hin zu den fertig visualisierten Produkten vollständig automatisiert. Qualitätschecks und die Wahl optimaler Settings erfolgen durch Algorithmen aus Eigenentwicklung, die umfangreicher praktischer Erfahrungswerte optimiert wurden. So können eine schnelle Auswertung und eine standardisierte Qualität erreicht werden.

Fotogrammetrische Daten (Einzelepochen) können wie folgt visualisiert werden:

- Orthofoto mit Hintergrundkarte und georeferenzierter Planüberlagerungen (Kartendienste und CAD-Dateien)
- Raster-DSM (2.5D-Oberflächenmodell) mit Hillshade oder DTM (falls Klassifizierung vorhanden)
- Zeichnen/Messen von Punkten, Linien, Flächen inkl. Höheninformation
- Überlagerung von Symbolen, Vektoren und Diagrammen zusätzlicher Sensoren
- Viewer für Punktwolke und texturiertes Mesh

Vergleiche zwischen mehreren Epochen sind ebenfalls möglich:

- Höhendifferenz zweier Raster-DSM/DTM oder Höhendifferenz zu 2.5D-Plandaten
- Vergleich einer beliebigen Anzahl Epochen entlang einer Polylinie (Höhenprofil)
- Volumendifferenz (Auf- und Abtrag) innerhalb eines Polygons
- Feature Tracking: Verschiebungsvektoren von diskreten Features (je nach Datensatz basierend auf Punktwolkenkorrelation oder Bildmessungen)

3 Brienzer Rutsch

Die Grünenfelder und Partner AG hat im Jahr 2025 11 fotogrammetrische Aufnahmen der Brienzer Rutschs im Auftrag der Gemeinde Albula/Alvra prozessiert. Nebst eigenen Aufnahmen wurden Daten der Firma Sixense Helimap SA sowie des WSL-Institut für Schnee- und Lawinenforschung SLF verarbeitet.

3.1 Messkonzept Brienzer Rutsch

Die Genauigkeitsanforderungen sind moderat, da die Bewegungen schnell sind und der Hang mit zahlreichen Sensoren überwacht wird. Unter anderem sind automatische GNSS-Sensoren, Totalstationen, Radar-Interferometrie und ein Steinschlagradar im Einsatz.



Abb. 1: WingtraOne GEN II der Grünenfelder und Partner AG im Einsatz in Brienzen/Brinzauls.

Die Aufnahmen mit einer Auflösung von 4 cm werden im Normalfall mittels CORS-Daten (Continuously Operating Reference Station) des Korrekturdiensts [Refnet](#) sowie mehreren Passpunkten georeferenziert. Zusätzlich wurde der Einsatz einer lokalen Referenzstation mit einem genau bestimmten Festpunkt ausserhalb des Rutschgebiets vorbereitet und getestet. Die Passpunkte befinden sich im Bereich der Strassen westlich und östlich ausserhalb des Rutschgebiets und werden periodisch kontrolliert. Im höher gelegenen Bereich des Gebiets können keine Passpunkte installiert oder temporär signalisiert werden. Die Datenerfassung erfolgte mit einer Flächendrohne vom Typ WingtraOne GEN II (Abb. 1), ausgestattet mit Vollformatkamera.

Das Messintervall ist für dieses Projekt nicht fix definiert, sondern wird durch den Frühwarndienst der Gemeinde Albula laufend an die aktuellen Entwicklungen angepasst. Eine mögliche dauerhafte Installation einer autonomen Drohnenlösung wurde diskutiert, aber im Gesamtbild als nicht lohnend betrachtet.

3.2 Resultate und Erfahrungswerte Brienzer Rutsch

Kosten

Die Wahl des Messkonzepts inkl. Preisgestaltung hat sich für das Jahr 2025 als richtig erwiesen. Trotz einer Zuspitzung der Ereignisse Ende November konnte eine ausreichende Anzahl Drohnenflüge durchgeführt und jeweils über Nacht prozessiert werden. Da die Beschleunigung des Hangs im Bereich «Plateau Ost» nur über wenige Tage anhielt (Abb. 2) und sich von einem anbahnenden Felssturz in einen langsamen Schuttstrom umwandelte, bestätigte sich die gezielte Auslösung manueller Drohnenaufnahmen mit Abstand als kostengünstigste Variante. Gegenüber einer Variante mit autonomer Drohne (z. B. DJI Doack) konnten gemäss internen Schätzungen ca. 60% an Kosten eingespart werden. Gegenüber Helikopter-Aufnahmen zu denselben Zeitpunkten konnten basierend auf groben Richtpreisen verschiedener Schweizer Anbieter über 80% an Kosten gespart werden.

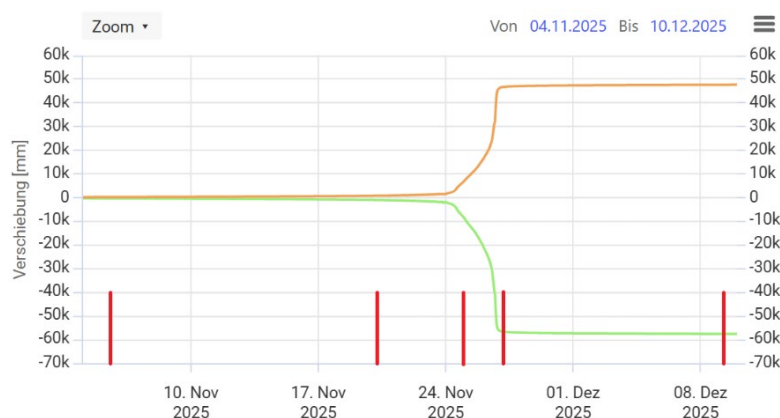


Abb. 2: Weg-Zeit-Diagramm des permanenten GNSS-Rovers im Bereich «Plateau Ost» im Zeitraum 04.11.2025 bis 10.12.2025. Orange: horizontale Verschiebung, grün: vertikale Verschiebung. Durchgeführte Drohnenflüge sind auf der Zeitachse rot markiert.

Wahl der Drohne

Da die Durchführung von BVLOS-Einsätzen (Beyond Visual Line of Sight) erhebliche administrative und sicherheitstechnische Hürden mit sich bringt, ist der Einsatz einer Flächendrohne für diese Grösse von Fluggebiet optimal. Trotz beschränkter Startmöglichkeiten am Rande der Sperrzone konnten die Flüge dank der grossen und gut sichtbaren Drohne in VLOS (Visual Line of Sight) erfolgen. Zudem konnten die Aufnahmen auch bei marginalen Wetterbedingungen in sehr kurzen Wetterfenstern erfolgen, was mit einer langsameren Multirotor-Drohne noch schwieriger gewesen wäre.

Aufgrund der Geländeform ist mit einer Flächendrohne eine Flughöhe deutlich höher als die nach EASA-Vorschriften üblichen 120 m über Grund erforderlich. Der sichere und legale Betrieb unter diesen Umständen ist mit der SORA-Bewilligung (Specific Operations Risk Assessment) und darauf abgestimmten Verfahren der Grünenfelder und Partner AG sichergestellt.

Fotogrammetrische Resultate

Die fotogrammetrischen Produkte erfüllen beim Brienzer Rutsch primär folgende Funktionen:

- Überwachung der Teilgebiete, welche von anderen Sensoren schlecht abgedeckt sind (insb. die höher sowie flach liegenden Zonen, welche vom terrestrischen Radar nur schleifend erfasst werden).
- Schnelle und zuverlässige geometrische Messungen und Berechnungen wie beispielsweise Abbruchvolumen und Höhenunterschiede zur Validierung geologischer Modelle und Prognosen
- Visueller Gesamtüberblick über die Entwicklungen am Rutschhang (gezeigt am Beispiel «Plateau Ost» in Abb. 4 sowie im flächendeckenden Höhenvergleich der Rastermodelle Abb. 3)

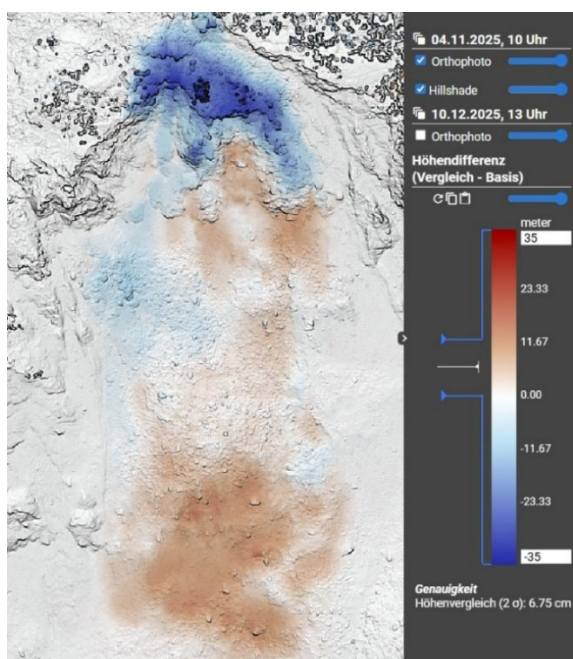


Abb. 3: Direkter Höhenvergleich der Epochen vom 04.11.2025 und 10.12.2025

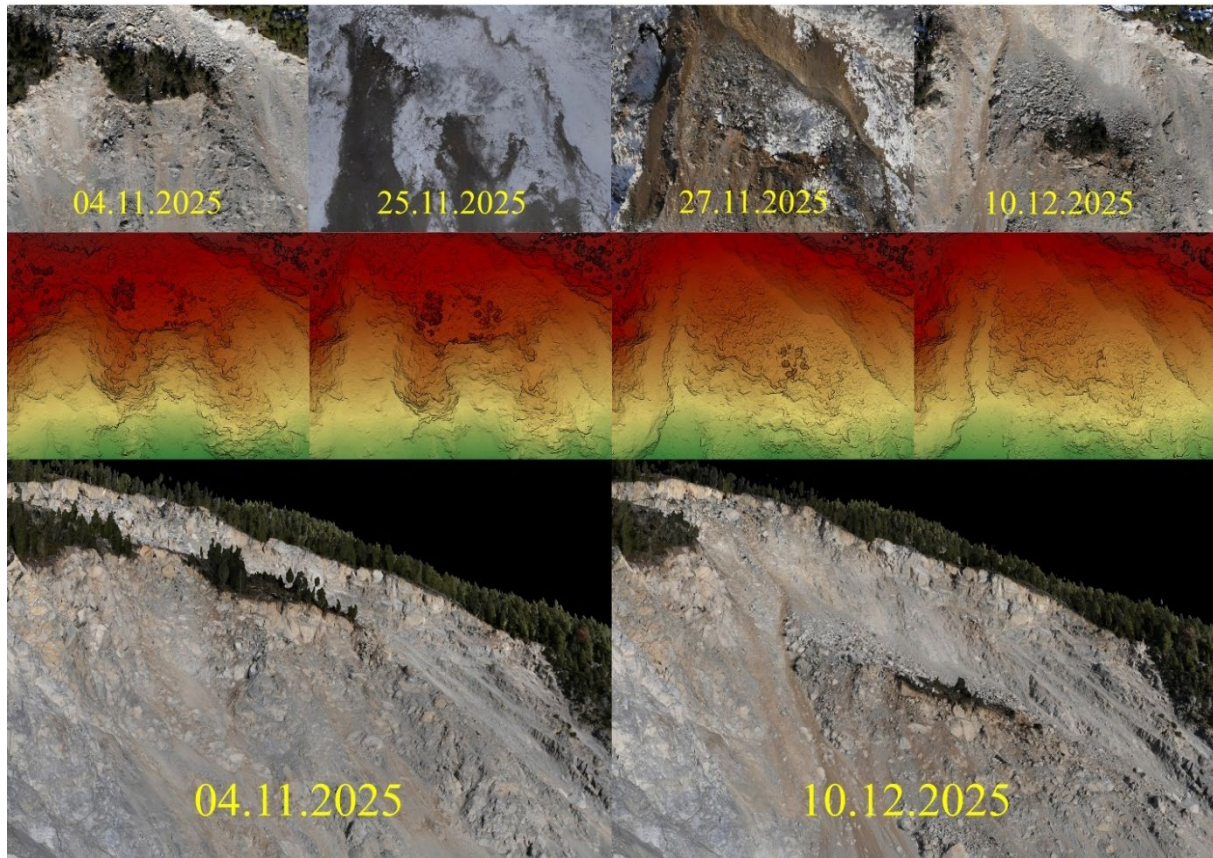


Abb. 4: Orthofoto (oben), Raster-DSM (Mitte) und texturiertes Mesh (unten) des Plateau Ost im Zeitraum November bis Dezember 2025. Die horizontale und vertikale Verschiebung der Überreste des Plateaus beträgt jeweils ca. 50 m.

3.3 Vergleich mit weiterführenden Analysen des SLF

Wie in Abb. 5 links gut sichtbar, eignet sich der direkte Vergleich der Höhenmodelle nicht optimal für die Analyse der Vorwärtsgeschwindigkeit der Rutschung. Es entstehen schattenartige Artefakte im Höhenvergleich, da die Horizontalkomponente nicht geschätzt und bei der Berechnung der Höhendifferenz nicht korrigiert wird. Die in /Manconi et al. 2024/ beschriebene DIC-Methode (digital image correlation) ermöglicht eine komponentenweise Bewegungsanalyse und zeigt anhand der exemplarisch zur Verfügung gestellten Auswertung in Abb. 5 rechts für den Schuttstrom unterhalb des Plateaus plausible Resultate in der Nord-/Süd-Komponente. Es wäre zu erwarten, dass das in Abschnitt 4.2 gezeigte punktwolkenbasierte Feature Tracking vergleichbare Resultate liefert. Aktuell liegt für den Brienzer Rutsch jedoch keine Analyse mit Feature Tracking vor, die einen direkten Vergleich der beiden Methoden ermöglichen würde.

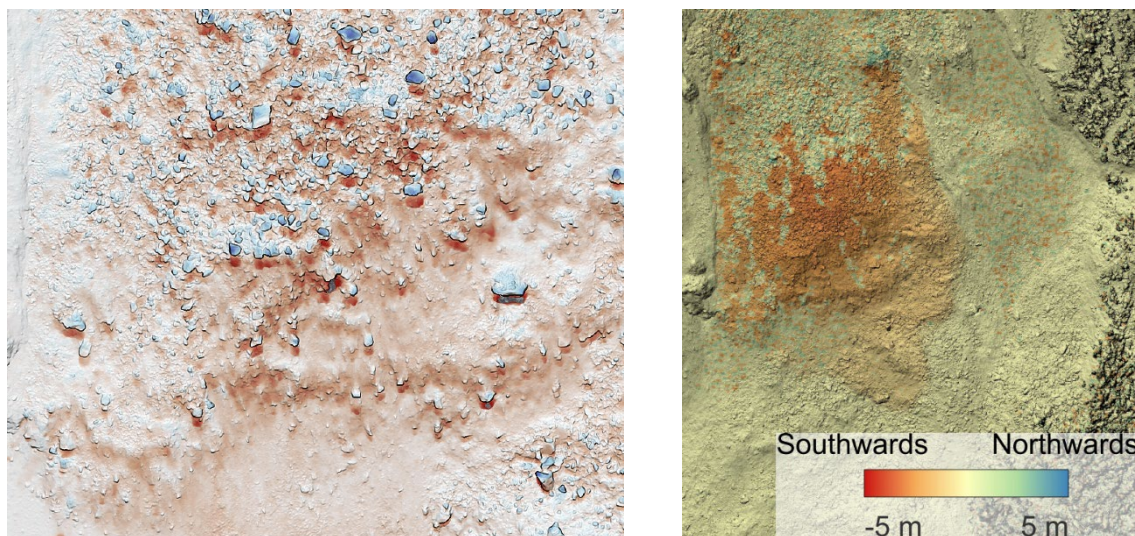


Abb. 5: Gegenüberstellung von direktem Höhenvergleich mit gut erkennbaren «Schattierungsartefakten» (links) und Horizontalkomponente aus DIC (rechts) im Bereich der «Schutthalde oben». Es handelt sich um geringfügig andere Zeiträume und Bildausschnitte und somit um einen nicht quantifizierbaren Vergleich. Die exemplarische DIC-Auswertung wurde von der [Forschungsgruppe für alpine Fernerkundung](#) des SLF zur Verfügung gestellt.

Bei sehr grossen Unterschieden zwischen zwei Epochen (beispielsweise im Bereich des stark beschleunigten und stückweise zerfallenden Plateaus Ost) schlägt die DIC-Analyse fehl. Im vorliegenden Fall wäre somit eine höhere zeitliche Auflösung erforderlich, um die Kinematik des Plateaus Ost mit DIC detailliert abzubilden. Aus praktischer Sicht wäre aber aufgrund der Witterung selbst mit einem ständig verfügbaren (autonomen) Drohnensystem kaum eine ausreichende Messfrequenz erreichbar gewesen. In einer solchen Situation garantieren somit nur die direkten Vergleichsmethoden ein Resultat. Wenn damit auch keine automatische komponentenweise Bewegungsanalyse möglich ist, so können mit TEDAMOS Pixel durch Schnitte im Höhenprofil zumindest manuell Abschätzungen über horizontale und vertikale Verschiebungen getroffen werden (Abb. 6).

Bei anderen Messtechniken, welche intrinsisch auf Korrelationsmechanismen beruhen (beispielsweise Radarinterferometrie) können aufgrund abrupter Veränderungen ebenfalls fehlerhafte Resultate entstehen. Eindrücklich wurde dies in /Manconi 2021/ gezeigt, wo DInSAR-Messungen (differenzielle Radarinterferometrie) mit geodätischen Kontrollmessungen verglichen wurden. Der sogenannte «phase aliasing»-Effekt führte am Beispiel der Moosfluh-Rutschung dazu, dass eine (geodätisch nachgewiesen) beschleunigte Bewegung mittels DInSAR-Methodik fälschlicherweise als linearer Bewegung aufgefasst wurde.

Punktueller geodätischer Sensoren oder Fotogrammetrie (direkte Vergleiche ohne korrelationsbasierte Auswertung) können also helfen, Radar-Messungen zu verifizieren und mögliche Cycle Slips festzustellen.

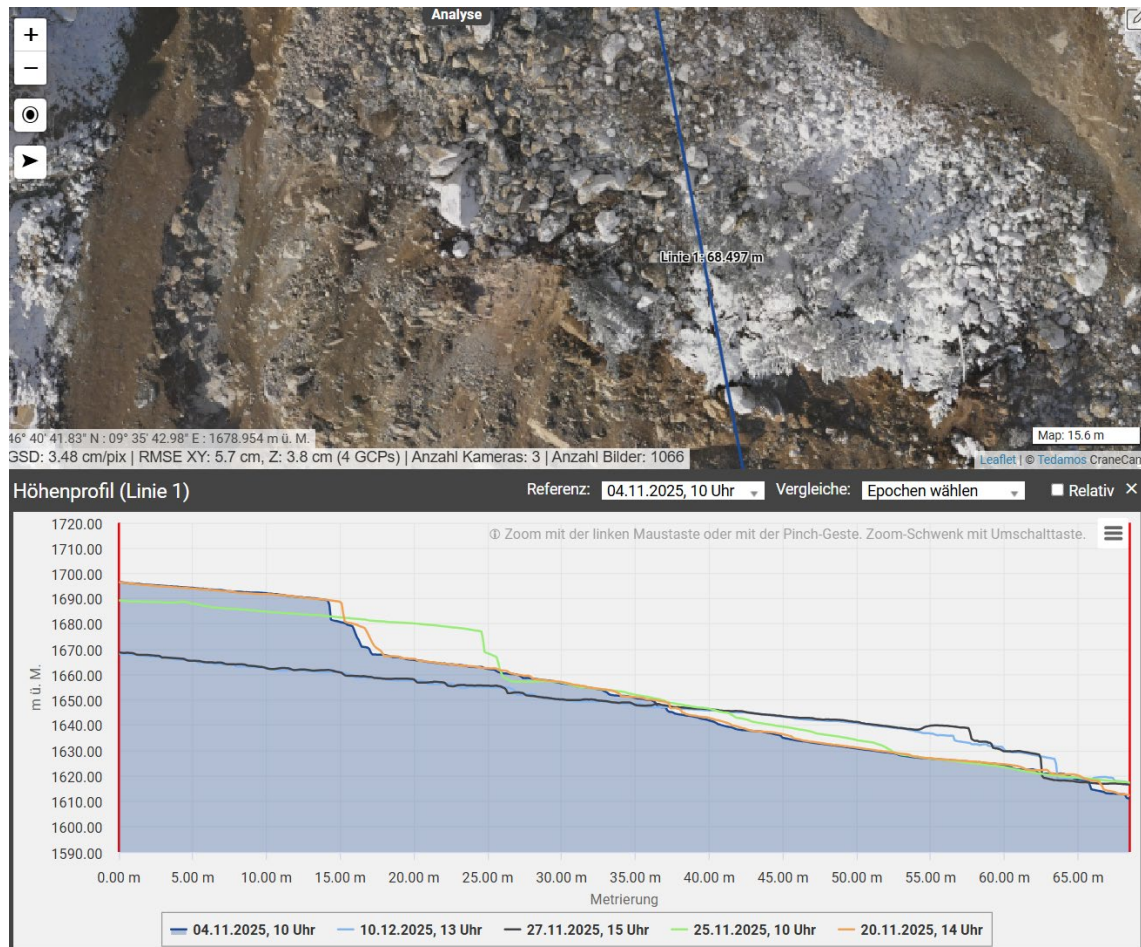


Abb. 6: Längsschnitt durch das Plateau Ost (2.5D-Oberflächenmodell) zu verschiedenen Zeitständen im Zeitraum 04.11.2025 bis 10.12.2025.

4 Blockgletscher Hübschhorn (Murgang)

Im Unterschied zum Brienzer Rutsch waren bei Messbeginn im Frühjahr 2024 keinerlei Geodaten verfügbar, die einen systematischen Aufschluss über die Bewegungen des Bergs gaben. Die Überwachung wurde mit Fotogrammetrie als primäres Messsystem lanciert. Eine Machbarkeitsanalyse sowie ein Preisvergleich mit Helikopteraufnahmen führten zur Entscheidung, die Aufnahmen mit einer Flächendrohne durchzuführen. Weitere Sensoren wurden kurz nach Projektbeginn aufgrund eines grossen Murgangs installiert. Diese dienen primär einem Alarmsystem zur automatischen Strassensperrung im Fall eines grösseren Ereignisses. Ein weiterer Unterschied zum Brienzer Rutsch ist der Umstand, dass die Massenverschiebungen am Hübschhorn im Zusammenhang mit dem Auftauen des Permafrosts stehen. Der Brienzer Rutsch hingegen liegt deutlich unter der Permafrostgrenze.

4.1 Messkonzept Blockgletscher Hübschhorn

Die Herangehensweise für die Überwachung des Hübschhorns und der sich darunter befindenden Galerie Engi der Simplonpasstrasse ist technisch vergleichbar mit der Befliegung des Brienzer Rutschs. Das Gebiet ist jedoch grösser und höher gelegen, was in der Praxis einen

VLOS-Flug unmöglich macht (auch dort kann das Zentrum des Gebiets aus Sicherheitsgründen nicht betreten werden und eignet sich zudem nicht als Startplatz). Für die Durchführung des Drohnenflugs nach dem EVLOS-Prinzip (Extended Visual Line of Sight) wird ein Beobachter eingesetzt. Zudem muss die Drohne von verschiedenen Positionen gestartet werden, die teilweise nur zu Fuss (ca. 1h Aufstieg) erreichbar sind.

4.2 Resultate und Erfahrungswerte Blockgletscher Hübschhorn

Die in den Sommermonaten 2024 und 2025 erfassten Daten weisen eine hervorragende Höhengengenauigkeit und eine, gemessen an der Ausdehnung von knapp 4 km², hohe Auflösung von 2 cm/Pixel auf. Die höher gelegenen Zonen, die stark in Bewegung und regelmässig von Abbrüchen betroffen sind, sind vegetationsfrei und lassen sich mittels Feature Tracking sehr gut beobachten. Hierzu wird ein punktwolkenbasierter Korrelationsalgorithmus verwendet. Die resultierende Vektorschar kann interaktiv in der Karte als Verschiebung oder Geschwindigkeit sowie auch als Weg-Zeit-Diagramm einzelner Punkte betrachtet werden (Abb. 7).

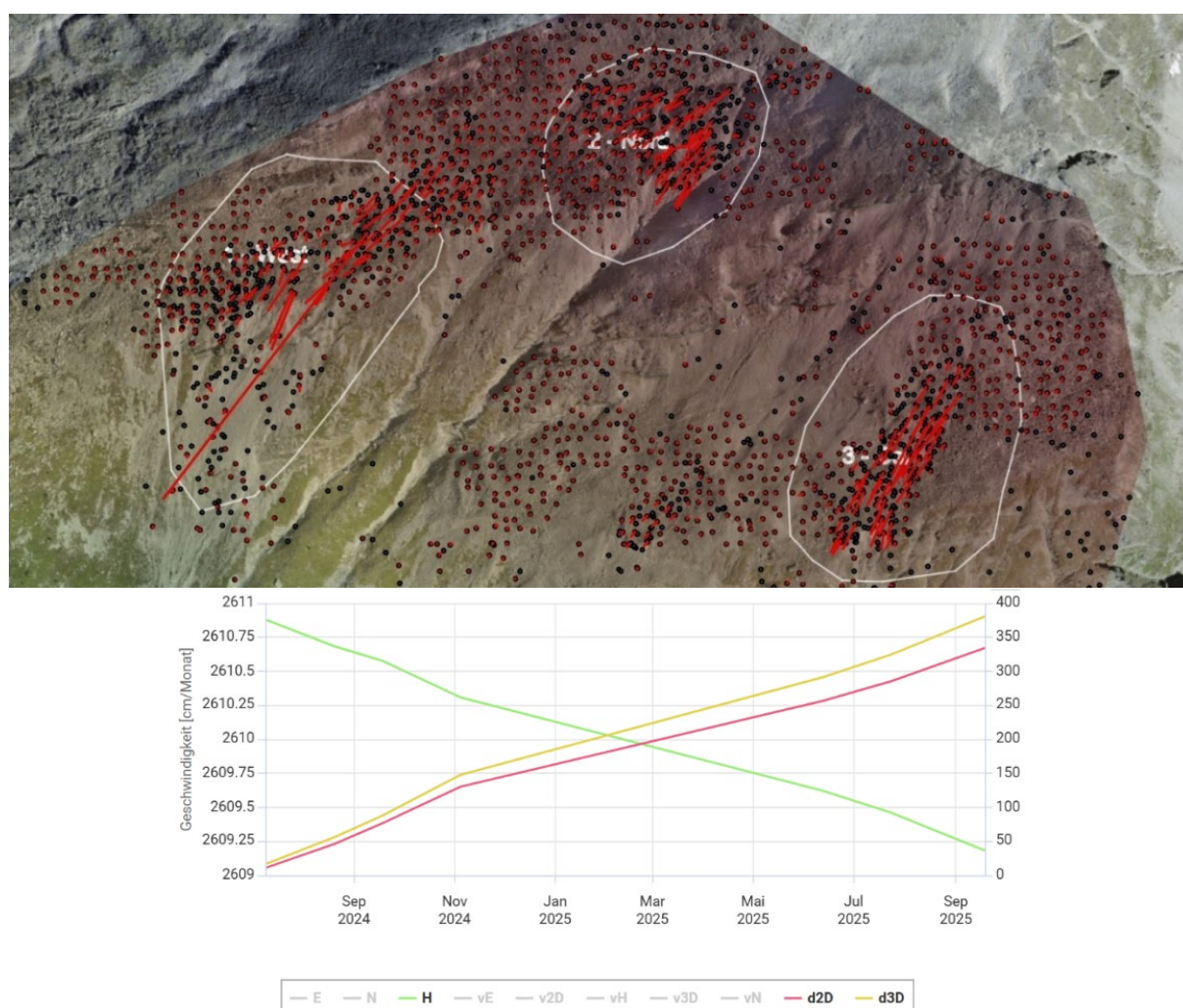


Abb. 7: Punktwolkenbasiertes Feature Tracking am Blockgletscher Hübschhorn mit Vektorschar (horizontale Geschwindigkeiten) und exemplarischem Weg-Zeit-Diagramm für ein Punktfeature mit 3D-Verschiebungs- und Geschwindigkeitskomponenten.

5 Bergsturz Kleines Nesthorn (Blatten VS)

Eine Deformationskamera zur Überwachung des Birchgletschers unterhalb des Kleinen Nesthorns registrierte Mitte Mai 2025 mehrere Felsabbrüche am Kleinen Nesthorn, die auf den Birchgletscher stürzten. Am 14. Mai wurde dadurch ein erster Murgang ausgelöst, worauf sich die Situation innert weniger Tage zuspitzte¹.

Am 19. Mai erfolgte ein erster Rapid Mapping Einsatz durch die swisstopo (Quick Orthofoto ohne Höheninformation). Zeitgleich begann die Terradata AG mit der Ausarbeitung eines Überwachungskonzepts im Auftrag des Kantons Wallis. Innert wenigen Tagen folgte eine erste kombinierte Aufnahme mit LiDAR und Fotogrammetrie durch Sixense Helimap SA sowie die Datenprozessierung und -visualisierung mit TEDAMOS. Während der Planung weiterer Folgemessungen mit Drohnen ereignete sich am 28. Mai ein grosser Bergsturz, bei dem das mittlerweile evakuierte Dorf Blatten nahezu vollständig verschüttet wurde.

Am Folgetag wurde ein weiterer Helikopterflug durchgeführt und prozessiert und ab dem 30. Mai war in Kooperation mit der Remote Vision GmbH ein autonomes Drohnensystem im Einsatz, um den unteren Teil des Gebiets (primär das verschüttete Dorf und der sich aufgestaute See) täglich zu vermessen.

5.1 Erkenntnisse aus dem Messkonzept Blatten

Bei diesem sehr grossen und anspruchsvollen Gebiet mit steilen Felsen, Gletscher und einer Höhendifferenz von über 2000 m erwies sich ein möglichst schneller und flächendeckender Helikoptereinsatz als beste und zuverlässigste Methode. Angesichts der akuten Gefährdung des gesamten Dorfes spielten dabei die Kosten eine untergeordnete Rolle. Zudem wäre der Einsatz einer Drohne sowohl administrativ (BVLOS) als auch technisch (begrenzte Flugleistung im hochalpinen Gelände bei starkem Wind und teilweise marginalen Sichtverhältnissen) kurzfristig nicht umsetzbar gewesen.



Abb. 8: Eines von zwei DJI Dock-Systemen für die tägliche Überwachung des Dorfes Blatten VS.

¹ https://de.wikipedia.org/wiki/Bergsturz_von_Blatten

Das kurz nach dem Bergsturz installierte Drohnensystem (Abb. 8) ist BVLOS-zertifiziert. Dies ermöglichte einen neuen drohnenbasierten Ansatz für fortlaufende Aufnahmen, der in diesem Fall die meisten Schwachpunkte eines manuellen Drohneneinsatzes lösen konnte. Das Fluggebiet wurde auf die niedrigeren Höhenlagen beschränkt, zudem konnten die Einsätze dank des ständig einsatzbereiten Systems optimal auf die Windverhältnisse abgestimmt werden. Durch eine Aufstockung auf zwei zeitgleich operierende Fluggeräte wurde die tägliche Befliegung eines nahezu 4 km² grossen Gebiets ermöglicht und der Bedarf für Aufnahmen aus dem Helikopter auf einen Einsatz pro Monat gesenkt. Dieses System ist auf längere Sicht auch günstiger als manuelle Einsätze, da die Anreisezeit entfällt. Es muss jedoch im Betrieb durch eine Person mit BVLOS-Ausbildung überwacht werden und kann somit nach den aktuellen Vorschriften nicht vollständig autonom agieren. Die bisherige Praxiserfahrung bestätigt diese Forderung, da Konflikte mit anderen Luftfahrzeugen nicht in allen Szenarien automatisch gelöst werden können.

5.2 Resultate und Erfahrungswerte Blatten

Die fotogrammetrische Überwachung des Dorfes mit dem sich aufstauenden Fluss Lonza war für die Behörden eine äusserst relevante, zuverlässige und stets aktuelle Datengrundlage. Auch ohne Veröffentlichung quantitativer Angaben lässt sich an Abb. 9 erahnen, wie mittels der online verfügbaren Werkzeuge schnell ein sehr genaues Bild der Lage geschaffen werden konnte. Sowohl visuell über die Veränderung des Orthofotos aber auch dank präziser Höhenangaben konnte die Situation laufend beurteilt werden. Eines der wichtigsten Kriterien für den Praxisnutzen der Überwachungsmessungen war in diesem Fall nicht die Genauigkeit, sondern zuverlässige, schnelle und möglichst benutzerfreundliche Bereitstellung der Daten. Die Verwaltung sämtlicher Ergebnisse aus den Helikopter- und Drohnenaufnahmen über eine einzige webbasierte Plattform trug massgeblich dazu bei, diese Ansprüche zu erfüllen.

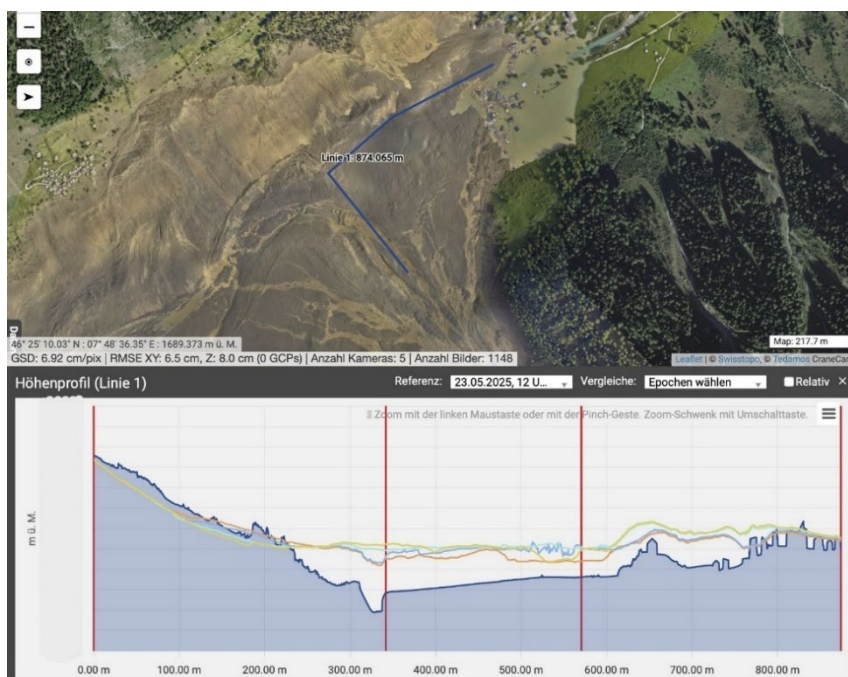


Abb. 9: Höhenprofil entlang Polylinie durch das verschüttete Gebiet in Blatten. Exaktes Aufnahmedatum und Höhenskala verdeckt.

6 Felssturz Starlera

Die Überwachung des Felssturzes Starlera sollte als Demonstrationsprojekt in Zusammenarbeit mit dem Tiefbauamt des Kantons Graubünden dienen, um den Nutzen von Fotogrammetrie für die hochgenaue Überwachung kleinräumiger Felsstürze zu prüfen. Leider musste das Projekt im Zuge einer Felsräumung nach einer einzigen, terminlich vorgezogenen Folgemessung abgebrochen werden. Dennoch konnte eine sehr hohe Messgenauigkeit und ein entsprechendes Potenzial für die Überwachung sehr langsamer Prozesse nachgewiesen werden.



Abb. 10: Totalstation, Vermessungsdrohne und Spezialtarget zur Überwachung des Felssturzes Starlera im Averstal.

6.1 Erreichbare Genauigkeit

Zum Einsatz kamen 12 tachymetrisch eingemessene Spezialtargets als Passpunkte, die das ganze Gebiet engmaschig abdecken. Die Installation erfolgte durch Fachpersonen als Arbeit am hängenden Seil. Die fotogrammetrischen Aufnahmen wurden mit hoher Überlappung und unterschiedlichen Kameraausrichtungen erstellt. Dazu wurde eine Multirotor Drohne mit Vollformatkamera eingesetzt. Ein Teil der Messeinrichtung ist in Abb. 10 ersichtlich.

Im Bereich der stabilen Strasse beträgt der als Messunsicherheit interpretierbare Höhenunterschied zwischen den beiden Epochen flächendeckend weniger als 5 mm (siehe Abb. 11 links). Im Bereich scharfer Felskanten und starken Überhängen ist mit einer reduzierten Genauigkeit aufgrund der leicht unterschiedlichen 3D-Rekonstruktionen zu rechnen. Ebenfalls sind Teile der Felsen mit Vegetation bedeckt, die stellenweise einen aussagekräftigen Vergleich verhindert. Insgesamt wird auf wohldefinierten Oberflächen eine flächendeckende Messgenauigkeit erreicht, die sich nur wenig von einer direkten reflektorlosen Messung mit Totalstation oder terrestrischen Laserscanner unterscheidet.

6.2 Herausforderungen bei der Visualisierung

Die Beurteilung und Visualisierung der tatsächlichen Deformationen gestaltete sich als schwierig und wurde aufgrund des vorzeitigen Projektabbruchs nicht abschliessend gelöst. Verschiedene Ansätze wie die Auswertung in einem um 45° rotierten Koordinatensystem (Kippung des steilen Hangs in die Horizontalebene), die Berechnung von Verschiebungsvektoren aus Bildmessungen markanter Punkte aber auch direkte Punktwolkenvergleiche nach der [M3C2](#)-Methodik wurden geprüft.

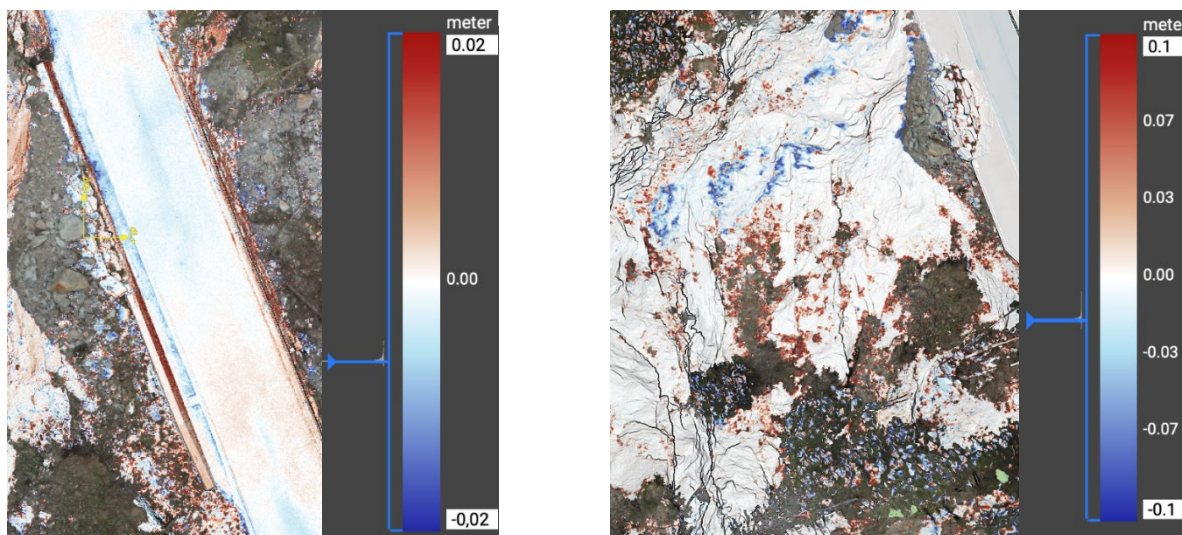


Abb. 11: Höhenvergleich im Strassenbereich (links, Farbskala +/- 2 cm) und im Bereich des Felssturzes (rechts, Koordinatensystem um 45° verkippt, Farbskala +/- 10 cm).

Unabhängig von der Berechnungsmethode zeigt sich, dass eine Visualisierung mittels diskreter Vektoren mehrere Vorteile gegenüber einer flächenhaften Einfärbung des Rastermodells (Abb. 11 rechts) oder der Punktwolke hat: Im Gegensatz zu Farbskalen, die bei stark variierenden Deformationswerten entweder schnell saturieren oder Farbbereiche ganz abschneiden, funktioniert eine Vektordarstellung für eine deutlich grössere Bandbreite an Verschiebungs- oder Geschwindigkeitswerten. Zudem können Flächen mit Bewuchs gezielt aus der Analyse ausgeschlossen werden. Letztlich wird bei einer vektorbasierten Darstellung das Orthofoto nicht von einem Falschfarbenbild überdeckt, was eine sofortige visuelle Kontrolle der Oberflächenbeschaffenheit (Vegetation vs Fels) im Bereich der Punktfeatures ermöglicht. Diese Visualisierungsform findet deshalb auch in anderen fotogrammetrischen Überwachungsprojekten mit hohem Vegetationsanteil Anwendung (beispielsweise am Riedberg bei Gampel VS, Abb. 12).

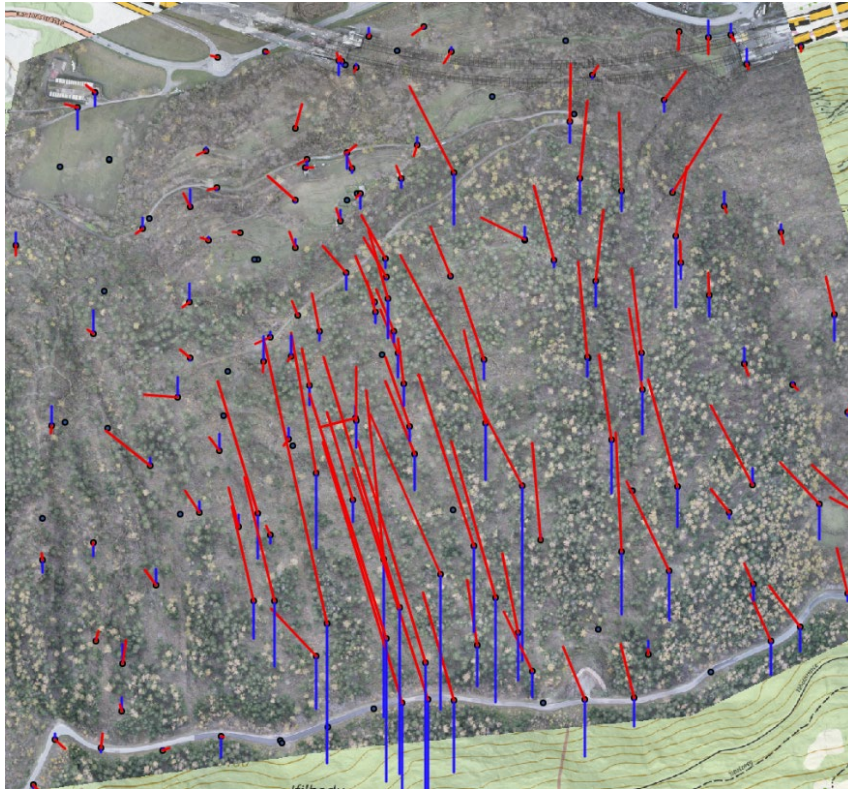


Abb. 12: Vektorbasierte Visualisierung der Rutschung Riedberg VS mit Orthofoto-Hintergrund.

7 Fazit

Die vorgestellten Projekte bieten einen Überblick über unterschiedliche Anwendungsfälle von Fotogrammetrie im Zusammenhang mit alpinen Naturgefahren. Mehrfach wurde gezeigt, dass der Einsatz von Drohnen als kostengünstige Alternative zu Helikoptereinsätzen eine bessere Datengrundlage durch häufigere (bis hin zu täglichen) Aufnahmen ermöglichen kann. Die automatisierte Auswertung sowie die digitale Verwaltung und Visualisierung der Daten mit TEDAMOS erwies sich in verschiedenen Projekten als wesentliches Element zur termingerechten und für den Endkunden benutzerfreundlichen Lösung der Aufgabenstellung. Die erreichbaren Genauigkeiten und räumlichen Ausdehnungen erlauben den Einsatz in einer Vielfalt an Szenarien und stellen gleichzeitig hohe Anforderungen an die Methoden der Deformationsanalyse und die Visualisierung der Resultate.

Literatur

- MANCONI, A. (2021): How phase aliasing limits systematic space-borne DInSAR monitoring and failure forecast of alpine landslides. In: Engineering Geology, 287, 106094. doi:10.1016/j.enggeo.2021.106094
- MANCONI, A.; JONES, N.; LOEW, S.; STROZZI, T.; CADUFF, R.; WEGMUELLER, U. (2024): Monitoring surface deformation with spaceborne radar interferometry in landslide complexes: insights from the Brienz/Brinzauls slope instability. In: Swiss Alps. Landslides, 21(10), 2519–2533. doi:10.1007/s10346-024-02291-z

Prism effects on total station measurements: steps towards computational correction

Andreas Wieser¹ ([ORCID](#)), Robert Presl² ([ORCID](#)), Lucas Dammert³ ([ORCID](#)), Tomas Thalmann³ ([ORCID](#)) & Hans Neuner³ ([ORCID](#))

¹ ETH Zürich, wiesera@ethz.ch (corresponding author)

² ETH Zürich

³ TU Wien

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-019](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-019), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

Abstract

Systematic effects on total station measurements arising from solid glass corner cube prisms can lead to deviations at the mm-level. We show that these deviations can be mitigated by forward modeling based on geometrical optics and assumed properties of the reflectors, or by empirical modeling based on calibration measurements with a variety of reflector poses. Establishing the forward model is less costly, but some empirical modeling is required to derive necessary parameters which are not disclosed by the manufacturers. Empirical modeling can better account for specific deviations of individual prisms and for deviations related to the particular data processing within a total station. Corrections obtained by modeling are applicable to measurements of moving prisms, e.g., for tracking drones or construction machines, and to geodetic network measurements where differences exceeding 5 mm could result from uncorrected prism effects even when using high-precision single prisms.

1 Introduction

Precise distance and angle measurements using a total station typically require a retro-reflective prism as signalization of the target point. In surveying, solid glass corner cubes are normally used for this purpose; see e.g., Rüeger (1996). Refraction at the prism's front face and the lower propagation speed inside the glass significantly affect distance and angle measurements. An additive constant can compensate for these effects only if the prism is perfectly aligned with the incoming line-of-sight (LoS). With other prism orientations, and in particular when using prism assemblies like a 360-degree reflector, systematic deviations at the level of several mm can arise, see e.g., Heister (1998), Favre und Hennes (2000), Braun (2015), Lackner and Lienhart (2016). These effects can surpass the quality specifications of the reflectors and arise from their *use*, particularly with large angles of incidence (AOI) of the measurement beams onto the prisms.

For laser tracker measurements, hollow corner cube prisms are typically used nowadays, i.e., prisms with orthogonal reflective surfaces but air instead of glass in front of them, or only a thin protective layer of glass. Such reflectors are usually too expensive and not robust enough for use in surveying. Other means of mitigating deviations due to the reflector are needed. The effects are smaller for reflectors with smaller prisms, and manufacturers have developed reflectors that minimize certain effects over relatively large ranges of reflector orientations, see e.g. Bernhard

et al. (2008). Nevertheless, the effects can limit the accuracy in practical applications. Due to their systematic nature, it is in principle possible to mitigate them.

We show that compensation by forward modeling based on geometrical optics and assumed properties of the prisms and reflectors is possible, or by empirical modeling based on calibration measurements with a variety of prism poses. Establishing the numerical forward model is less costly, but some empirical modeling is required to derive necessary parameters of the prisms and total station which are not disclosed by the manufacturers. Empirical modeling, on the other hand, can better account for specific deviations of individual prisms (rather than prism types) and for deviations related to the particular data processing within a total station, especially in relation to image-based angle measurements (e.g., ATR for Leica instruments).

The present study has not yet provided a comprehensive solution of the problem. However, encouraging results were achieved with relatively simple calculations, and priorities for further development can be identified using these results. Corrections obtained by modeling as presented herein are applicable to tasks with moving reflectors, e.g., for tracking drones, tilted INS-based poles, and to geodetic network measurements where differences exceeding 5 mm could result from uncorrected prism effects and be forced into observation residuals, primarily of horizontal and vertical angles, even when using high-precision single prisms.

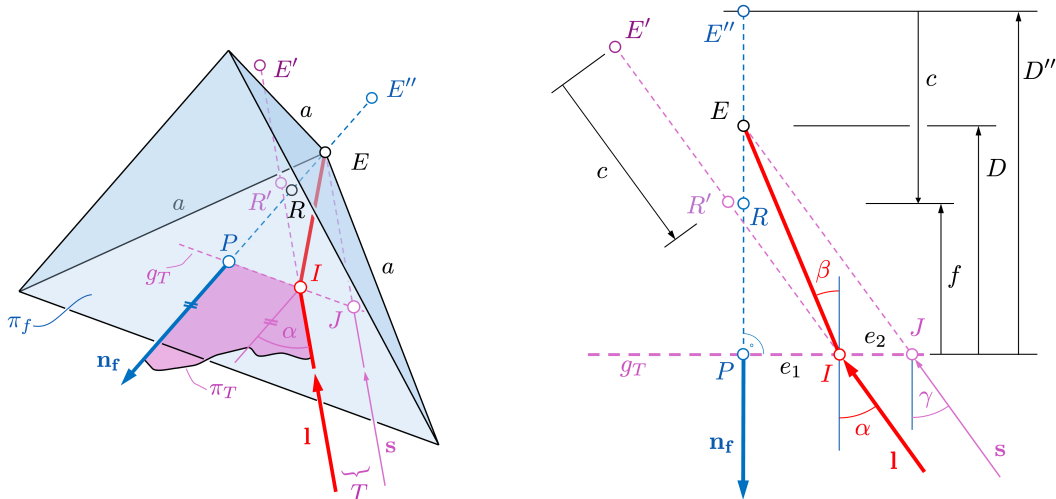


Fig. 1: Geometry and key elements of a corner cube prism with a principal ray (red) incident under an angle-of-incidence α from position T (left); key elements in plane π_T (right).

2 Theoretical forward modeling

The idea of forward modeling is to assume the position and orientation of a reflector \mathcal{R} relative to the total station \mathcal{T} as known, calculate the beam path using geometrical optics, and determine the deviations of the apparent target point R' from the reflector's true reference point R .

A corner cube prism is obtained by cutting a cube of glass into a triangular pyramid with an equilateral triangle as its base. We follow the terminology used by Peck (1948): The base is the *front face* π_f of the prism (see fig. 1, left). We denote the equal lengths of the orthogonal edges

from the *corner* E to π_f as a , and the orthogonal projection of E onto π_f as *pole* P . The *depth* D of the prism, i.e., the distance \overline{EP} is $D = a/\sqrt{3}$. The outward pointing unit normal vector of π_f is \mathbf{n}_f , and the line through E and P , parallel to \mathbf{n}_f , is the *prism axis*. Real prisms for surveying are often cut out further, e.g., to have a round front. For our purposes, it is sufficient to represent this by a mask at the triangular front face and by calculating only beams that enter and leave the prism through the transparent part of this mask.

Typically, distances measured using EDM and a reflector are corrected by an additive (reflector) constant c such that they refer to R . However, a fixed value is not sufficient to achieve this correction for all prism orientations. Manufacturers take this into account by choosing glass with an appropriate refractive index (below 1.5 to above 1.7), mutually adapting the size of prisms, the geometry of the reflector, and the (typically negative) value of c such that the impact of the prism on the measured distances is negligible over a certain range of orientations. The choice can be such that R is obtained if the prism face is (nearly) orthogonal to the EDM measurement beam (AOI= 0). For this case, and assuming that R lies on the prism axis at a distance f behind the front face (see fig. 1), this means (see e.g., Rüeger, 1996):

$$c = f - D \cdot \frac{1}{n_G}. \quad (1)$$

In eq. (1), the group index of air has been neglected. Only n_G , the one of the glass at the EDM wavelength needs to be taken into account. Surveying prisms are often coated. This has an impact on the noise level of the measurements and the deviations modeled herein. However, we neglect this, herein, and leave potential related improvements of the model for later.

Each *incident ray* reaching the front face under a suitable angle and at a suitable location will be reflected three times within the prism—once on each of the orthogonal internal faces—and leave it as *emanating ray* at a different location but parallel to the incident ray. Unless stated otherwise, we will subsequently only refer to such parallel rays as incident and emanating, and we will assure not to use others for the calculation. All parallel incident rays have the same path length within the prism, see e.g., Rüeger (1996). We can study the impact of a prism on total station measurements by analyzing the path of the *principal ray*, i.e., the incident ray which enters and exits at the same point I .

Figure 1 shows the situation for a principal ray reaching the prism in the direction of a unit vector \mathbf{l} from a total station at T . The ray intersects π_f at an incidence angle α in point I and changes direction according to Snell's law. It reaches E directly along the straight line from I and returns to T along the same path. The point I where it enters and leaves the prism is the *principal point* for the direction \mathbf{l} . The incident ray, the refracted ray and the normal vector of the interface lie in a plane (Mahajan, 2014, p. 15). We denote it as π_T . Also, E , P , T and the intersection J of the straight line from T to E lie in π_T . This allows us to study the refraction at the front face in this plane, i.e., in 2D, see fig. 1 (right).

If T were on the prism axis, we would have $I = P$ and the ray would cover the distance D within the prism. Since the refractive index n_G of the glass differs from the one in air, this distance would appear as $D' = n_G/n_{\text{air}} \cdot D$, and the total station would yield the coordinates of the apparent corner E'' . Adding the reflector constant would move E'' along the prism axis. If the reflector's reference point R is also on the prism axis, using the value of c as of eq. (1) would correct the distance such that the calculated point is R instead of E'' .

However, if the prism axis does not point exactly to the total station, the situation is more complicated. The principal point is not known beforehand. It is on g_T between J and P , but its distances e_1 and e_2 from these two points need to be calculated. Given \mathbf{x}_T , \mathbf{x}_R , and \mathbf{n}_f in the same coordinate frame, we can calculate \mathbf{x}_P and \mathbf{x}_J in that frame, as intersections of the prism axis and the chord TE with π_f . The angle of incidence γ in J can be calculated from \mathbf{n}_f and the unit vector \mathbf{s} pointing from T to E ; it serves as an approximation $\alpha^{(0)}$ of the AOI in I :

$$\gamma = \arccos(-\mathbf{n}_f^T \cdot \mathbf{s}) := \alpha^{(0)} \quad (2)$$

If T is far from the prism, α will practically be equal to γ . To also account for other situations, we calculate α and I by iteration using Snell's law, the unit vector \mathbf{e} between P and J , and the geometrical situation depicted in fig. 1:

$$\beta^{(i)} = \arcsin\left(\frac{n_{\text{air}}}{n_G} \cdot \sin \alpha^{(i)}\right) \approx \arcsin\left(\frac{1}{n_G} \cdot \sin \alpha^{(i)}\right) \quad (3)$$

$$e_1^{(i)} = D \cdot \tan \beta^{(i)} \quad (4)$$

$$\mathbf{x}_J^{(i)} = \mathbf{x}_P + e_1^{(i)} \cdot \mathbf{e} \quad (5)$$

$$\mathbf{l}^{(i)} = \frac{\mathbf{x}_J^{(i)} - \mathbf{x}_T}{\|\mathbf{x}_J^{(i)} - \mathbf{x}_T\|} \quad (6)$$

$$\alpha^{(i+1)} = \arccos(-\mathbf{n}_f^T \cdot \mathbf{l}^{(i)}) \quad (7)$$

In our later calculations, we terminate the iterations when α changes by less than 10^{-6} rad, which corresponds to sub-micrometer accuracy for e_1 and I . We then check whether I , as obtained from eq. (5) in the last iteration, lies within the transparent part of the front face mask. If not, the prism cannot be measured from T for the given relative position and orientation.

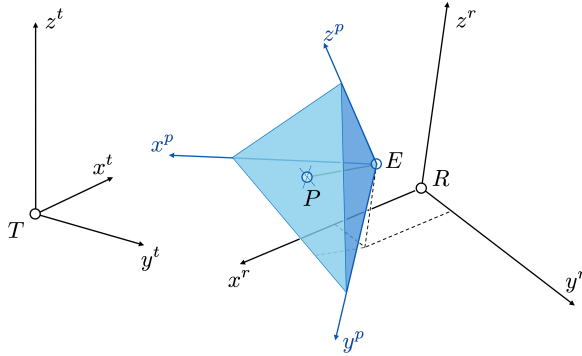


Fig. 2: Coordinate frames used for the calculations: total station's topocentric frame (t-frame), reflector frame (r-frame), and prism frame (p-frame) for a reflector with a single prism.

The total station's angle measurements represent the direction of \mathbf{l} . The calculated ('apparent') target point lies in that direction from I . Without c added, it is the apparent prism corner E' ; with c added ($c < 0$) to the distance measurement, it is R' . The deviations of the measurements follow as the differences between R' and R . Herein, we define them as 'expected/observed minus true' and quantify them in terms of distance, horizontal angle, and zenith distance. For plotting and assessing, we convert the angular deviations to metric ones, because the impact of the prism orientation on the angles is actually an apparent eccentricity of the target.

Ultimately, we need the coordinates of R' and R in the total station's left-handed Cartesian coordinate frame (t-frame). For convenience, we model the reflector through its own left-handed

Cartesian frame (r-frame) with origin in R and axes aligned with distinct directions on the reflector, such that its orientation relative to the total station can easily be expressed using a rotation matrix \mathbf{R}_r^t or an axial vector ψ_r^t (e.g., Euler angles). Finally, we associate the prism with a right-handed Cartesian frame (p-frame) whose origin is in E and whose axes coincide with the orthogonal edges of the prism. The prism's pose in the reflector is then represented by \mathbf{x}_E^r and \mathbf{R}_p^r . Fig. 2 shows these frames for a reflector with one prism. Without loss of generality, we carry out the above iterations in the p-frame.

Reflector with single prism

For forward modeling in case of a reflector with a single prism we choose appropriate values for the prism depth D , for n_G as a function of wavelengths (e.g., as a look-up table), for the prism's orientation ψ_p^r and corner \mathbf{x}_E^r in the r-frame, and for the front face mask. All this defines the reflector \mathcal{R} . Then, the position \mathbf{x}_R^t and orientation ψ_r^t of the reflector in the t-frame must be defined, and finally the relevant details of the total station \mathcal{T} . Herein, the latter comprise only the EDM carrier wavelength, the wavelength of the target illumination used for angle measurement, and the reflector constant c .

As an example, we present results for a Leica standard prism (GPH1) and mini prism (GMP101) 'measured' from 30m distance using a hypothetical total station with different wavelengths, chosen to highlight the sensitivity w.r.t. prism size and wavelengths, see fig. 3. The parameters of the prisms are given in tab. 1. The reflector is rotated stepwise from -60 to 60 gon about its vertical axis while R and T remain at the same height. The deviations increase with AOI (here: magnitude of rotation). They stay below 1 mm for distances with AOI up to 40 gon and hardly exceed 2 mm even at the extremes. However, they reach 7 mm horizontally and 4 mm vertically. The deviations are 50% smaller for the smaller prism. The angular deviations are practically independent of the wavelengths but the distance deviations depend strongly on the EDM wavelength because the fixed value of c is appropriate for only one specific wavelength. So, while—in the forward modeling as in the real world—the additive constant must be properly chosen for the specific combination of instrument and reflector, the above calculations can be carried out using only the group refractive index n_G of the EDM.

Reflector with multiple prisms

To model a reflector \mathcal{R} with more than one prism, e.g., a 360-degree reflector, each prism (p_k) must be defined in terms of D_k , n_{Gk} , front mask, $\mathbf{x}_{E_k}^r$ and $\psi_{p_k}^r$, and the apparent target points R'_{p_k} of these prisms, calculated exactly as above, must be combined into an overall target point $R'_{\mathcal{R}}$. That combination should resemble the measurement process of the total station.

It is hard to imagine that the individual prisms would contribute to the distance other than through a weighted average, where the weights correspond to the signal power returned by the individual prism and thus to the position of the prism within the EDM beam profile, the AOI and the area of the respective front face through which emanating rays reach the total station (*active area*). Also for the angle measurements the overall result will likely be a weighted average of the angles corresponding to the individual prisms, but the weights could depend on additional parameters (e.g., in case of advanced image processing within the total station), or could be 0

for all but one prism (e.g., if the angle measurement beam is narrowly focused or the image processing distinguishes the prisms).

Herein, we take a simple approach by averaging the R'_{pk} with weights proportional only to the active area of the prisms. We thus neglect the potential impact of the power distribution within the beams, of the pointing by the total station, and of potential advanced image processing within the total station. The results indicate, that already this simple model yields astonishing agreement between forward modeling and real measurements, see sec. 3.

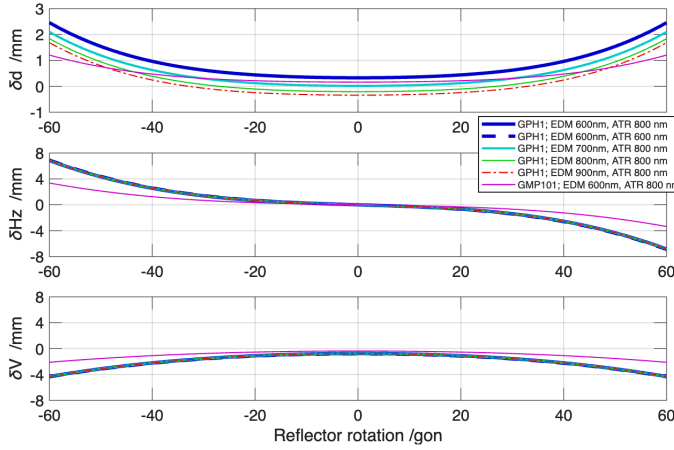


Fig. 3: Simulated deviations for an upright Leica standard and mini prism (GPH1,GMP101) with various combinations of assumed wavelengths of EDM and targeting (ATR); different azimuthal rotations relative to the total station.

3 Empirical modeling

The deviations can also be determined experimentally. For full empirical modeling, measurements need to be made with a sufficiently large variety of distances and 3d orientations of the reflector to enable interpolation for arbitrary configurations. Such modeling would account for most or all factors so far neglected in the above forward model and would thus be potentially more accurate. However, it is costly to establish and requires appropriate filtering to mitigate the impacts of measurement noise.

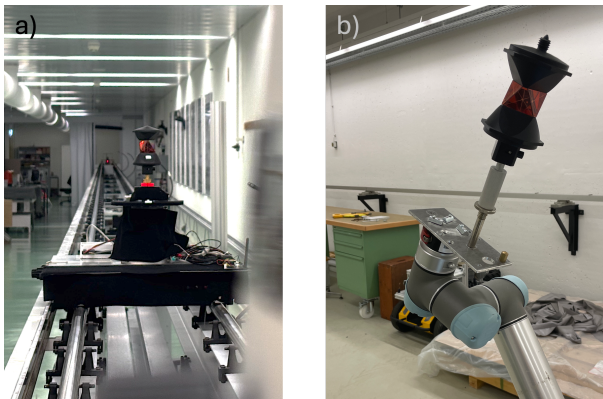


Fig. 4: Lab setups for empirical determination of prism effects: (a) rotation table on trolley of horizontal comparator (ETH Zürich), (b) prism mounted on industrial robot (TU Wien).

Instead of aiming for a full empirical model, we use a small set of experiments herein to assess the quality of the results from the forward model and to identify needs and potential for its further development. We carried out measurements with a Leica TS60 and various reflectors on

the horizontal comparator bench in a lab at ETH Zürich, see fig. 4a, and with a Leica MS60 and various reflectors on an industrial robot (Universal Robots UR5 collaborative robotic arm) in a lab at TU Wien, fig. 4b.

Figure 5a shows results with a Leica GPH1 reflector at a distance of 30m from the TS60. The prism's front face was vertical, the TS60 and the reflector were at the same height, and the reflector was rotated about its standing axis in steps of 1 deg within ± 65 deg (0: AOI= 0; > 0: clockwise, as seen from top). At each step, 10 measurements were recorded. The figure shows the deviations of the original measurements (gray dots) and their mean (blue line) from the mean value at rotation 0. The predictions from the forward model (parameters see tab. 1) are plotted as dashed red lines; the thin, solid red lines are obtained when predicting for a 4gon lower rotation angle, e.g., to account for an undetected initial misalignment of the setup.

Simulation and measurements differ by less than 0.5 mm for AOI up to 40deg and about 1 mm for larger AOI. The predicted horizontal deviations fit almost perfectly when assuming the misalignment of -4 gon. However, the predicted distances fit almost perfectly when *not* assuming this misalignment. We do not yet know the reasons for this discrepancy; possibly they are related to geometric deviations of the reflector, similar to the ones studied in Lösler et al. (2026).

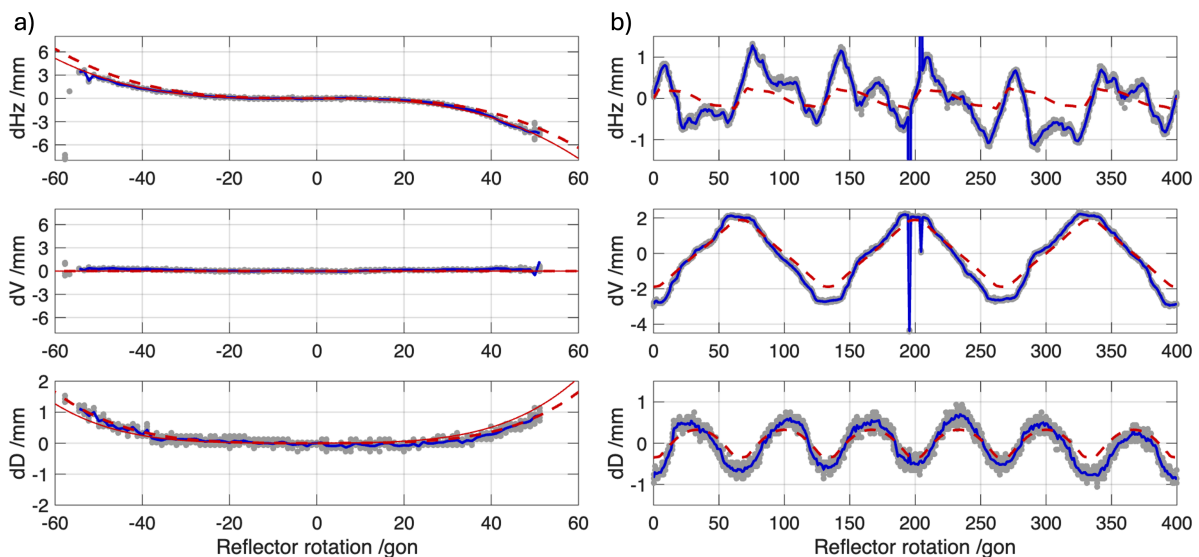


Fig. 5: Predicted and observed deviations of total station measurements on reflectors for different rotation (no tilt); GPH1 (a), GRZ4 (b).

Fig. 5b shows similarly obtained empirical and predicted deviations for a Leica GRZ4 reflector in upright position, 30m from the total station, and with clockwise rotation by 400gon. Based on the reflector design (6 prisms, alternately flipped upside down and tilted up-/downwards) we expected that the deviations exactly repeat every 120deg (133 gon) for the angles and every 60deg for the distances. We see this, within about 0.3 mm, for the distances and the vertical angles, but the pattern of the horizontal deviations differs by up to about 1 mm from this repeatability. Sub-mm accuracies of calculated corrections, if possible at all for such reflectors, would likely require adaptation to the individual prism, not just prism type. The figure also shows outliers at specific orientations, a similar effect as the one shown and discussed in Lackner and

Table 1: Parameters used for forward modeling of various reflectors. Except c , these values are assumptions and may not correspond to the true values, which are not directly observable and not publicly available.

Reflector	D /mm	\mathbf{X}_E^r /mm	n_G @ 658 nm ^a	c /mm ^b	Comments
GPH1	39.55	-13.35 0 0	1.535	-34.4	Size determined for $\delta D(\text{AOI} = 0) \stackrel{!}{=} 0$ with $c = 34.3$ mm
GMP101	19.33	-6.56 0 0	1.535	-16.9	GPH1 scaled to yield $c = 34.4 - 17.1$ mm
GRZ4	19.19	0 0 0	1.535	-11.3	Size from outside dimensions and assumed \mathbf{X}_E^r
GRZ122	18.19	3.46 0 2.45	1.700	-11.3	D , \mathbf{X}_E^r and n adapted to outside dimensions and $\delta \bar{D} = 0$ ^c

^a Except for GRZ122 the refractive index of BK7 glass according to R  ger, 1996 was used. Only the group index for the EDM wavelength of the TS60 is reported here. For GRZ122 n was assumed constant; according to Bernhard et al. (2008), the actual value is likely even higher than 1.7.

^b These are absolute prism constants; Leica typically reports the constants relative to GPH1, i.e., $c + 34.4$ mm.

^c $\delta \bar{D} = 0$ indicates the average distance deviation over 360 deg rotation of the vertical prism, with $c = -11.3$ mm.

Lienhart (2016). Such errors can almost certainly not be predicted with sufficient accuracy for compensation, but the model can be used to identify the AOI and the principal point on each prism of the reflector and thus to detect situations in which large deviations are more likely than in others; this can be used as an information for weighting observations in subsequent processing.

We used an industrial robot for measurements with a Leica GRZ122 reflector tilted from -35 to 35 deg (towards/away from the total station) and rotated between 0 and 355 deg about the tilted axis. The distance was about 25 m. The reference point R remained at the same height as the total station for all orientations. Rotation and tilt were incremented in steps of 5 deg. Measurements were carried out automatically at each orientation. For determining the deviations, each pose of the 360-degree prism was revisited with the robotic arm and a standard round prism, manually aligned in the direction of the total station. The deviations of the polar coordinates, derived from these measurements, thus include the uncertainties of the reference measurements and of the repeatability of the robotic arm (0.1 mm according to the specification).

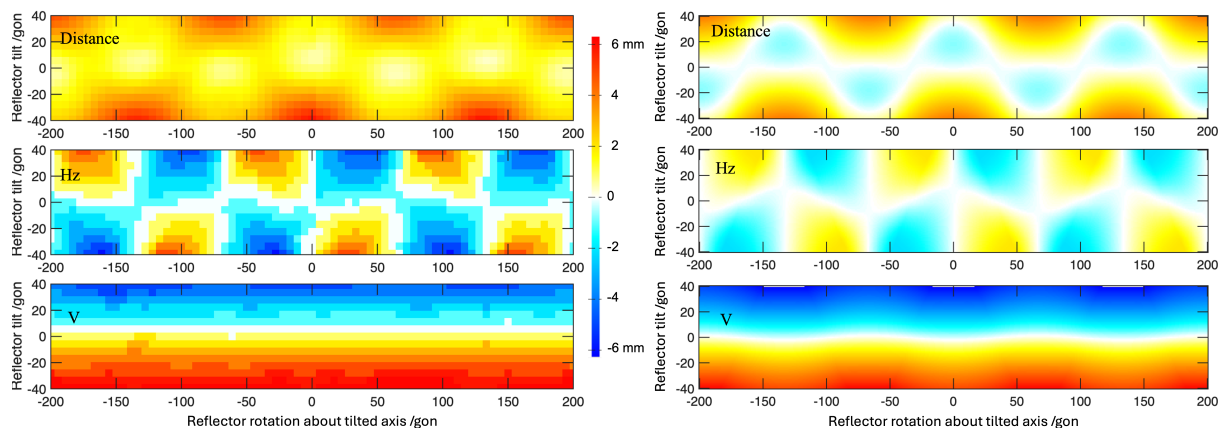


Fig. 6: Deviations (measured minus expected) of total station measurements on Leica GRZ122 for different tilt and rotation (left: measurements; right: forward model).

The results are visualized in fig. 6 (left). The circular repeatability of the deviation patterns with prism rotation is plausible given the specific assembly of the six prisms on this reflector. It is

obvious that the deviations in azimuth and zenith distance increase in magnitude with increasing tilt, exceeding 6 mm in extreme cases.

Despite small differences, particularly in absolute magnitude, the predicted deviations from the forward model, fig. 6 (right), match the empirical results well. The differences are likely due to the simplifying assumptions regarding the total station's measurement process, the geometry and refractive index of the prism (see tab. 1), but also to remaining uncertainties of the experimental measurements and chosen reference values. Nevertheless, the results indicate that it may be possible to practically compensate a large part of the prism effects by numerical modeling.

4 Compensation of effects

The above theoretical and empirical models represent the deviations $\delta \mathbf{p}$ of the total station measurements, in the sense ‘expected minus true’, as a function of the true coordinates $(\mathbf{x}_R^t)^{\text{true}}$ and orientation $(\psi_r^t)^{\text{true}}$ of the reflector relative to the total station:

$$\delta \mathbf{p} := [\delta D, \delta H_z, \delta Z_d]^T = \mathbf{f}_{\mathcal{T}, \mathcal{R}}((\mathbf{x}_R^t)^{\text{true}}, (\psi_r^t)^{\text{true}}). \quad (8)$$

Given a reasonable approximation $(\psi_r^t)^{\text{aprx}}$ of the reflector's orientation, the function $\mathbf{f}_{\mathcal{T}, \mathcal{R}}$ for the specific (type of) reflector \mathcal{R} and total station \mathcal{T} can be used to mitigate the prism effects on the measurements \mathbf{p}^{raw} output by the total station:

$$\mathbf{p}^{\text{corr}} = \mathbf{p}^{\text{raw}} - \mathbf{f}_{\mathcal{T}, \mathcal{R}}((\mathbf{x}_R^t)^{\text{corr}}, (\psi_r^t)^{\text{aprx}}). \quad (9)$$

It may be sufficient to evaluate eq. (9) with the reflector coordinates $(\mathbf{x}_R^t)^{\text{raw}}$, directly corresponding to the raw total station measurements, instead of the ‘corrected’ ones, $(\mathbf{x}_R^t)^{\text{corr}}$, which need \mathbf{p}^{corr} for calculation. However, a refined approach may need solving eq. (9) iteratively. The necessary approximation of the reflector's orientation can, e.g., be derived from the deliberate choice how a reflector is oriented relative to the network points in a static set-up or from the pose estimation of a kinematic platform on which the reflector is rigidly mounted.

The above models can also be used for weighting of total station observations within further data processing, be it for geodetic network adjustment, for checking coordinates of individual points, or for trajectory estimation. For this, the AOI and the location of the principal point \mathbf{I} within each prism's front face can be used as indicators of the expected quality of the measurements. Measurements obtained with AOIs at which outliers are likely, measurements with the LOS intersecting the prism close to the edge between adjacent prisms of a 360-degree reflector, or measurements obtained in configurations for which the model $\mathbf{f}_{\mathcal{T}, \mathcal{R}}$ is more uncertain, can be downweighted relative to other observations.

5 Conclusions

The use of glass prisms as reflectors for total station measurements introduces systematic deviations if the line-of-sight and the reflector are not perfectly aligned or if the additive constant does not match the reflector and the carrier wavelength of the EDM. These effects have long been known and studied. Herein, we presented an analytical forward model to predict the deviations

for arbitrary reflectors and geometric configurations. The model can handle single-prism reflectors as well as prism-assemblies like 360-degree reflectors. It can deal with arbitrary distance and orientation of the reflector relative to the total station.

We have carried out measurements for the empirical determination of the deviations, stepwise turning reflectors into various orientations. The model predicts the deviations—up to several mm laterally and vertically—and their dependence on reflector orientation to within 1 mm or better. However, its evaluation requires parameters typically not disclosed by the reflector manufacturers, e.g., prism dimensions and refractive index, and it does not account for imperfections of the prisms and reflector assembly, e.g., misalignments, inhomogeneities or scattering of light at the edges. Finally, it also does not yet account for the actual measurement process within the total station, e.g. the beam profiles and divergence, or the internal data processing.

Some of the above parameters can be inferred from experimental data with sufficient accuracy, others would require individual calibration of the prism-total-station system, and some would likely appear random or too variable in time for effective modeling. We will address this in the future. Overall, we expect that forward modeling can be a viable and economically attractive solution to mitigating prism effects, particularly for application cases where reflectors cannot be carefully aligned towards the total station.

Literature

- BERNHARD, H., HINDERLING, J. & PETERMANN, M. (2008): Zielobjekt zur Retroreflexion einer optischen Strahlung. Patent, WO2008043436A1.
- BRAUN, J. (2015): Testing of the automatic targeting of total station Trimble S8 on reflective targets. In Proc.: 5th International Multidisciplinary Scientific GeoConferences SGEM2015, 491–498.
- FAVRE, C. & HENNES, M. (2000): Zum Einfluss der geometrischen Ausrichtung von 360°-Reflektoren bei Messungen mit automatischer Zielerfassung. In: Vermessung, Photogrammetrie, Kulturtechnik (VPK) (2), 72–78.
- HEISTER, H. (1998): Zur Fehlausrichtung von Tripelprismen. In: Zeitschrift für Vermessungswesen (ZfV) (113), 249–258.
- LACKNER, S. & LIENHART, W. (2016): Impact of Prism Type and Prism Orientation on the Accuracy of Automated Total Station Measurements. In: Proc. Joint Intl. Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), 8 pp.
- LÖSLER, M., KOPITZKE, K.-L. & ESCHELBACH, C. (2026): On the suitability of spherical glass-body reflectors in industrial applications. In: Lienhart, W. (Ed.) Ingenieurvermessung 2026 – Beiträge zum 21. Internationalen Ingenieurvermessungskurs, Graz, Verlag der Technischen Universität Graz, 158–169.
- MAHAJAN, V.N. (2014): Fundamentals of Geometrical Optics. SPIE, ISBN: 978-0819499998.
- PECK, E.R. (1948): Theory of the Corner-Cube Interferometer. In: Journal of the Optical Society of America (38), 1015–1024.
- RÜEGGER, J.M. (1996): Reflectors. In: Electronic distance measurement: an introduction. 4th ed., Springer Verlag, ISBN: 978-3-540-61159-2, 148–164.

Investigation of a Profile Laser Scanner for its use in geodetic deformation monitoring

Victoria ROSA¹ (0009-0009-1837-1604) & Hans Neuner² (0000-0002-2846-1402)

¹ TU Wien, victoria.rosa@geo.tuwien.ac.at

² TU Wien

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-020](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-020), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

1 Introduction

The monitoring of large-scale infrastructures is a key issue in engineering geodesy. Terrestrial laser scanning has proven to be an effective method for such monitoring tasks. In previous works, one way to approach this task was employing a static profile laser scanner (PLS) to monitor possible displacements of an object of interest. Examples of such a setup include vibration response measurements (HESSE et al. 2006, KUTTERER et al. 2009) and bridge monitoring, particularly for slow changes (a few mm per hour) (SCHILL & EICHHORN 2019a, 2019b). Besides static use of the scanner, kinematic monitoring has become a significant research area. Mobile laser scanning systems are commonly used, for example, to monitor large-scale environments such as streets (REITERER et al., 2022) and anchored retaining structures (KALENJUK et al., 2021).

The use of cost-effective devices can potentially improve the efficiency of geodetic monitoring. Inspecting these devices beforehand is essential to assess their suitability for specific monitoring tasks. Studies on systematic effects in EO-distance measurements, such as temperature changes (GLENNIE & LICHTI 2011), long-term stability (GLENNIE et al. 2016), and the warm-up effect (RÜEGER 1996), are widespread. HEINZ et al. (2018) examined a high-end profile laser scanner and its stochastic distance characteristics at different ranges. Conversely, BAUER & WOSCHITZ (2024) conducted a comparable study with a 3D laser scanner, assessing performance over a 30 m range with a step size of 40 mm. Both studies achieved high accuracy by using a horizontal comparator bench with an interferometer as the reference.

Integrating the inspected devices into multisensor systems requires precise knowledge of their spatial offsets (lever arms) and rotational alignment (boresight angles) relative to the other sensor frames. STRÜBING & NEUMANN (2013) introduce an approach for determining the sensor frame position of four profile laser scanners on a multi-sensor platform by scanning planar surfaces. This method has been adopted, adapted and extended for applications in other studies (ERNST et al. (2022); HEINZ (2021); KHAMI et al. (2025)).

This study explores a profile laser scanner used in automation technology to evaluate its suitability for geodetic monitoring. Section 2 introduces the device, the Triple-IN PS250-90+ profile laser scanner, and reviews prior research. First, it examines the scanner's sensitivity for detecting displacements within a 30 m range, supported by reference measurements obtained

with a laser tracker. Second, it extends the correction model to account for two key device-dependent effects: transient response over days and the influence of temperature, as originally proposed by KOSTJAK & NEUNER (2023). Section 3 focuses on determining the device's sensor frame, emphasizing the impact of the four-sided rotation polygon mirror and its subsequent effects on monitoring tasks. In contrast to STRÜBING & NEUMANN (2013), the sensor frame of a single standalone device is determined directly here. The inability to measure via the zenith direction, as in ERNST et al. (2022), together with the restriction to a single circular position, poses serious challenges to finding a suitable configuration. In this work, a practically feasible approach is presented. Finally, the conclusion and outlook are presented in Section 4.

2 Test device Triple-IN PS250-90+

This section introduces the Triple-IN PS250-90+ test device. This PLS was selected for the study because it has a specified coordinate standard deviation of 5 mm, is cost-effective, and therefore has potential for geodetic monitoring applications.

2.1 Specifications

The Triple-IN PS250-90+ (serial 2921), shown in Figure 1, has dimensions of 12.1 cm x 10.9 cm x 24.7 cm (B x T x H) and weighs 2.8 kg. (TRIPLE-IN 2019). It has a robust case, making the device suitable for use in harsh conditions and operating at outdoor temperatures from -30 °C to +50 °C. Data communication and power are via Ethernet, with local network data retrieval. Distance measurements from 1.6 m can be performed with a standard deviation of 5 mm in the coordinates (up to 20 m), and up to 250 m with a standard deviation of 28 mm. The laser spot is circular at scan distances under 20 m, with a diameter of less than 5 cm. The PLS is operating in “normal mode” at a frequency of 30 Hz, using a four-sided rotation polygon mirror. Each mirror performs a sequential profile scan with 1 000 points over a 90 ° scan area (step size 0.09 °). The profile starts at 45 ° inclination from the vertical axis (see Figure 1 in the middle). The orientation of the specified coordinate system of the PLS is shown on the right of Figure 1. In monitoring applications observing slow changes at velocities of a few mm/hour, extending the measurement duration can enhance precision. Assuming uncorrelated averaged measurements over one minute, measured at 30 Hz ($n_1 = 1800$), with the specified standard deviation of the coordinate $\sigma_s = 5$ mm, the theoretical standard deviation of the mean is $\sigma_{m1} = 0.1$ mm (see Eq. 1), rising to $\sigma_{m2} = 0.2$ mm for single-mirror scans ($n_2 = 450$). The non-centrality parameter λ , corresponding to the standard deviation of the difference between two measurements σ_{diff} (Eq. 2), was calculated to identify the smallest detectable deformation. It was determined using the significance level ($\alpha = 5$ %, two-sided) and the target test power ($\beta = 20$ %). The value of λ was obtained by summing the relevant quantiles of the standard normal distribution, resulting in $\lambda_1 = 0.4$ mm and $\lambda_2 = 0.8$ mm.

$$\sigma_m = \frac{\sigma_s}{\sqrt{n}} \quad (1)$$

$$\sigma_{diff} = \sqrt{2} \cdot \sigma_m \quad (2)$$

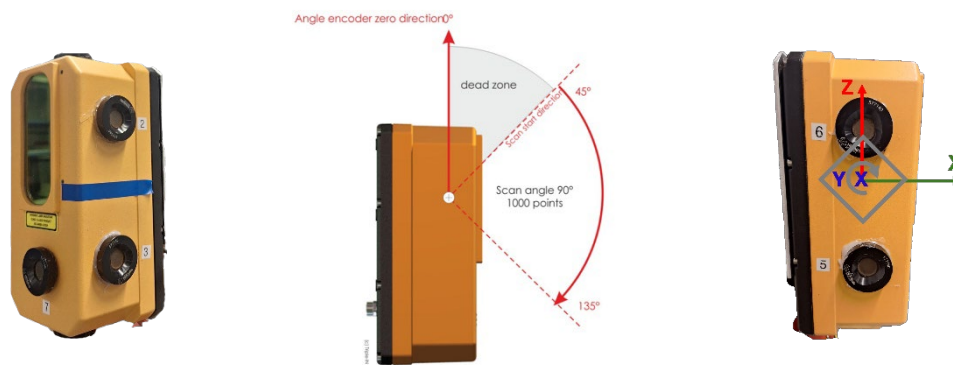


Fig. 1: Triple-IN PS250-90+ (left); Scan area (TRIPLE-IN 2019) (middle); Defined coordinate system (right);

2.2 Investigations for static measurement configurations

In KOSTJAK & NEUNER (2023), the same test device was examined for its sensitivity in detecting distance variations and its systematic effects on distance measurements. The laboratory studies discussed there are presented and expanded in this section.

Sensitivity

For the sensitivity investigation, the PLS and a laser tracker (LTD800), used as a reference, were aligned with CCR measurements at a distance of 34 m. The object, a concrete block, was moved within the line of sight of the devices. For the first 2 mm of displacement (vertical black line), the step size was 0.1-0.2 mm; thereafter, it was increased up to 4 mm to test the response to larger displacements until a total displacement of 27 mm was achieved. Displacement measurements at 4 m and 30 m from the PLS were obtained using a stop-and-go method. The schematic setup is shown in Figure 2. The PLS measured a profile over one minute along the z-axis, whereas the laser tracker monitored the movement with a corner cube reflector (CCR) mounted in a magnetic nest on the concrete block. Figure 2 (left) illustrates the deviation of the PLS measurements from the reference, plotted as a function of displacement relative to the initial measurement recorded by the laser tracker. The graphs show the mean deviation of the profile points on the object by each mirror. The histograms on the right display the distribution of differences between all measured points and the reference (red for 4 m, black for 30 m). The PLS reports the displacements equally well for both distances compared to the reference measurement. This is also reflected in the comparison of the mean values shown in the histograms, where the difference is not statistically significant. Additionally, there is no significant difference between the mirrorwise measurements. In conclusion, the PLS is able to detect small displacements (<1 mm) within a 30 m range.

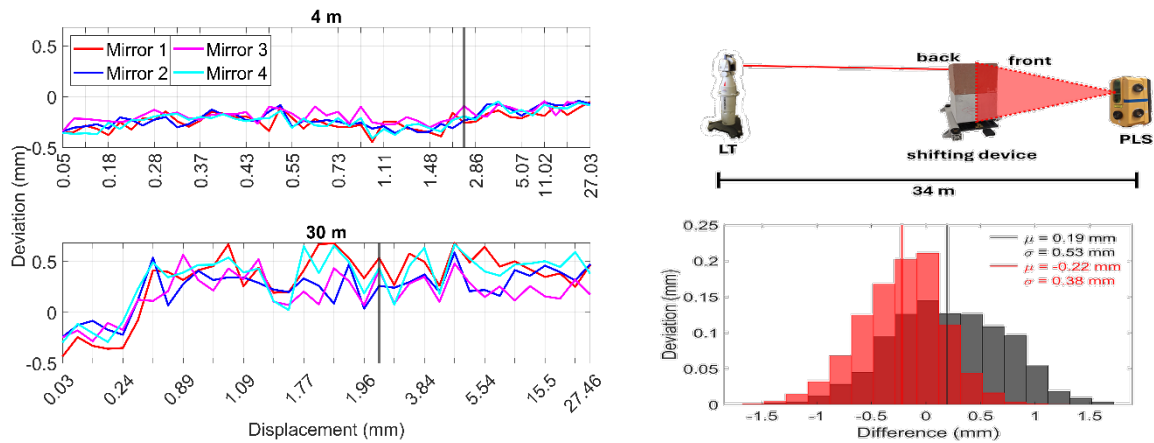


Fig. 2: Difference between PLS and reference. Mean difference of all points on the concrete block to the reference per mirror (left); histogram of differences of all points on the concrete block to the reference: red: 4 m, black: 30 m (right)

Systematic effects in the distance measurement

A correction model (Eq. 3) for investigating systematic effects in distance measurements was initially proposed by KOSTJAK & NEUNER (2023). The model consists of 3 components: correction of the exponential transient response $a\tilde{T}(1 - e^{-bn})$, correction for the linear temperature dependence $c(T - \tilde{T})$, and an offset d . The behaviour of the two considered systematic effects was examined in six datasets collected over two years (2021–2023). It was found that the effects are reproducible and can be described using the same parameter set for each mirror position. In the left part of Figure 3, the top graph depicts distance variations with the median subtracted (black) at the 90° mirror position in April 2023 over a period of seven days. The measurements were taken over one minute, with a five-minute pause interval. In red, the original correction model is shown; the related parameters are listed in Table 1. In the graph on the right in Figure 3, the difference between the distance variations and the original correction model is displayed in red.

Here, the above-mentioned model is enhanced by an additional exponential term that accounts for a systematic effect identified during reanalysis of the six data sets. This effect is assumed to result from an overlying warm-up. This extension of the correction model is presented in Eq. 4 with the related parameters in Table 1. The graphs of the extended model and the difference from the distance variations are shown in Figure 3 (blue).

Both models capture the overall behaviour of the distance variation. In the original model, the transient response is described as a weak, long-term effect. The extended model splits this into a short-term effect, modelled as a warm-up (parameters g , f), and a long-term accumulation. This eliminates the long-term trend exhibited by the original model. The assumption of a short-term transient response is supported by the more accurate approximation of the course of the distance variations over the first two days. However, the long-term transient response, which lasts several days, occurs whenever the scanner is switched on. The exact cause remains unknown; therefore, a physical explanation cannot yet be included in the correction model.

$$\Delta D = (D - \tilde{D}) = a\tilde{T}(1 - e^{-bn}) + c(T - \tilde{T}) + d \quad (3)$$

$$\Delta D = (D - \tilde{D}) = \tilde{T}(a(1 - e^{-bn}) + g(1 - e^{-fn})) + c(T - \tilde{T}) + d \quad (4)$$

Table 1: Parameter sets for mirror position at 90 ° for both models

Parameter	Original model	Extended model
a (mm/°C)	0.049	0.035
b (mm ⁻¹)	4.25 · 10 ⁻⁴	4.95 · 10 ⁻⁴
c (mm/°C)	0.428	0.332
d (mm)	-1.16	-3.34
f (min ⁻¹)		0.029
g (mm/°C)		0.061

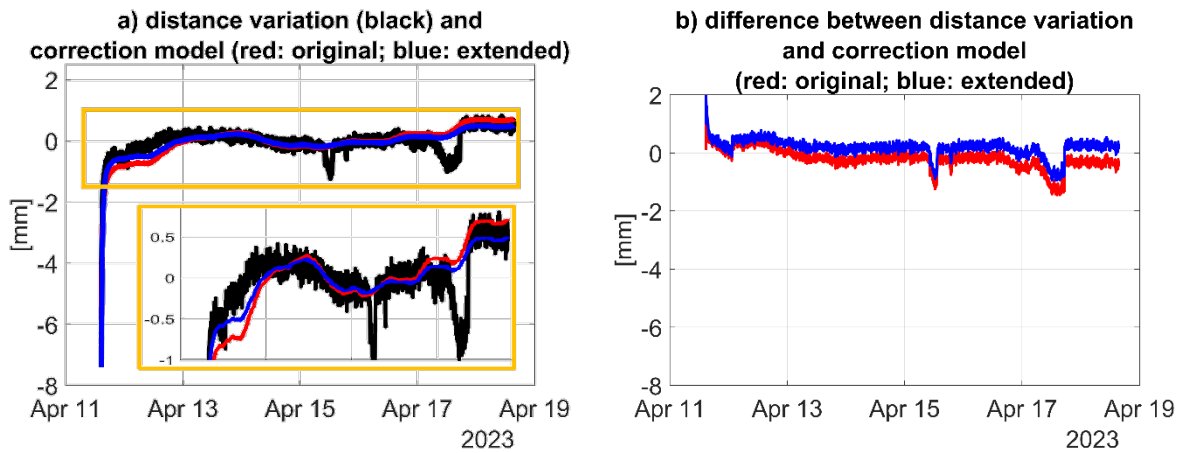


Fig. 3: Comparison of the correction models at mirror position 90 °: a) distance variation (black) and correction model (red: original; blue: extended); b) difference between distance variation and correction model (red: original; blue: extended)

3 Determination of the sensor frame

Depending on the application, two types of data collection for monitoring measurements can be distinguished. On the one hand, absolute data collection is primarily used for kinematic measurements, and on the other hand, relative data collection is used mainly for deformation analysis. In both cases, determining the sensor frame's position is important. In kinematic applications, aligning sensors with each other is crucial. It is also important to know the measurement locations on the object when performing deformation analysis. Therefore, determining the sensor frame is necessary.

As, this test device stores the profile measurements with the corresponding mirror ID, this enables an investigation of the polygon mirror and its influence on profile measurements. A sensor frame can be estimated for each mirror measurement. Alignment differences between

the single sides of the polygon can lead to different profiles being measured on the object, resulting in systematic effects.

3.1 Methodology

As noted in the introduction, a common method for determining the position of profile laser scanners uses planes. This paper presents a concept based on the approach outlined in STRÜBING & NEUMANN (2013). In this method, plates are treated as planes and scanned with two laser scanners.

In this contribution, the reference system is right-handed and realised using a laser tracker AT960 and a handheld line scanner T-Scan 5. The PLS sensor system is also right-handed, with the x-axis aligned with the scan plane (x-z plane) (see Figure 1 (right)). The approach is based on the plane equation given in Eq. (5), which states that all scanned points i lie on the same plane. The plane parameters, the normal vector $\mathbf{n} = [n_x, n_y, n_z]$, and the distance to the origin d , are defined in the reference system. The transformation between the two sensor frames (see Eq. (6)) can then be estimated using the plane equation condition. The point $\mathbf{x}_i = [x, y, z]_i$ derived from the measurements by the PLS must be part of the plane in the reference system. The rotation matrices are given in Eq. (7a-b). The estimation is performed using a Gauss-Helmert least-squares adjustment. The unknown parameters are the six transformation parameters: translation t_x, t_y, t_z and rotation r_x, r_y, r_z between the PLS sensor frame and the reference frame. The point to be transformed is introduced in the polar space as the PLS only delivers the measured distance s_d , per encoder position α .

$$\mathbf{n}^T \cdot \mathbf{x}_i - d = 0 \quad (5)$$

$$\mathbf{x}_i = \mathbf{t} + \mathbf{R}_x \mathbf{R}_y \mathbf{R}_z \cdot \mathbf{x}_i^S \text{ with } \mathbf{x}_i^S = \begin{bmatrix} s_d \cdot \cos \alpha \\ 0 \\ s_d \cdot \sin \alpha \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$\mathbf{R}_x = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos r_x & -\sin r_x \\ 0 & \sin r_x & \cos r_x \end{bmatrix}, \mathbf{R}_y = \begin{bmatrix} \cos r_y & 0 & \sin r_y \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin r_y & 0 & \cos r_y \end{bmatrix}, \quad (7a)$$

$$\mathbf{R}_z = \begin{bmatrix} \cos r_z & -\sin r_z & 0 \\ \sin r_z & \cos r_z & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (7b)$$

The plane parameters \mathbf{n} and d , derived from the T-Scan scans, are introduced deterministically into the adjustment because of the T-Scan's high accuracy. The measured distance s_d is treated as an observation, in contrast to the encoder position α , which has deterministic values according to Eq. 8.

$$\alpha \in [0^\circ, 45^\circ] \cup (315^\circ, 0^\circ) \text{ with } \Delta\alpha = 0.09^\circ \quad (8)$$

In this contribution, in contrast to STRÜBING & NEUMANN (2013), the sensor frame of a single standalone device is determined directly through a single transformation from the PLS sensor to the reference frame. In addition, the approach presented here enables the estimation of the

sensor frame from a single device position. Due to the low opening angle of 90° and the minimum measuring distance of 1.6 m, the required number and arrangement of planes were adjusted accordingly. The inability to measure in two circular positions and via the zenith direction makes it challenging to find a suitable configuration. A simulation environment was developed to identify the configuration process and to understand how individual planes operate within the setup.

3.2 Laboratory setup

The PLS profile in the PLS system is shown in Figure 4 on the left. A total of 9 planes are arranged along two vertical alignments, with the planes positioned at horizontal distances of 1.8 m and 5.8 m from the test device. Figure 4 on the right shows each plane's most significant contribution (grey), identified by a decrease in correlation between parameters, to estimating the transformation parameters. This is determined by excluding that plane during the adjustment process. It is evident that several planes support a single parameter in the estimation process. In addition, the main direction of the normal vector of the plate relative to the PLS coordinate system is shown in the last column. To precisely determine the sensor frame's location, the plates must be aligned along all three coordinate axes.

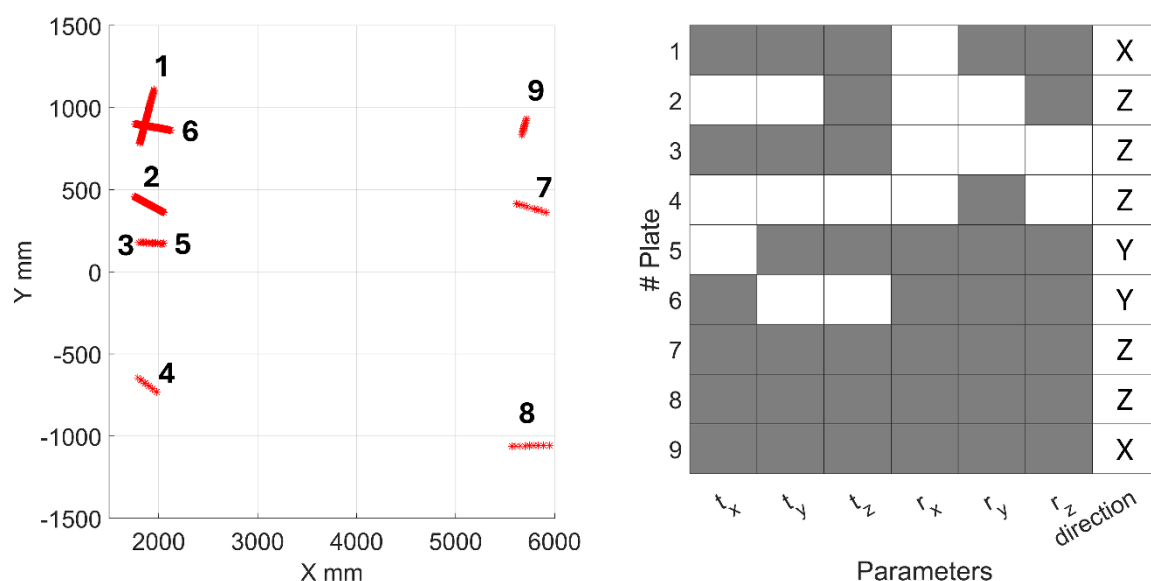


Fig. 4: Left: measured PLS profile (red). Right: Significant contribution (grey) of each plane to the estimation of the transformation parameters and main direction of the normal vector (last column).

In Figure 5, the left and middle images provide an overview of the laboratory setup. The planes are realised using white-painted aluminium plates. These are mounted on a stable frame with magnetic ball nests, which enable the establishment and fixation of each plate's orientation. The PLS is mounted on a secured tripod. The laser tracker is positioned to enable scanning of all plates with the T-Scan. Because it is not possible to scan all 9 plates simultaneously due to the need to adapt the orientation at a single position, the measurement process is divided into three sections. After setting up the plates for simultaneous scanning, the plates were first scanned

using the T-Scan (see Figure 5, right). Then, the plates were scanned using the PLS. To improve precision, one-minute scans were performed. It was ensured that the aligned plates or frame remained untouched during scanning. In addition, the measurement was performed as quickly as possible to minimise potential effects from the surroundings.

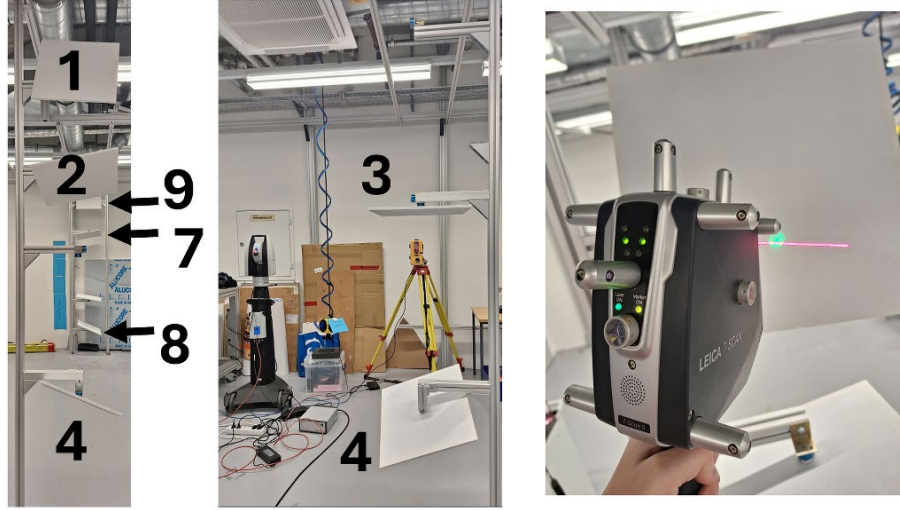


Fig. 5: Arranged plates in the laboratory, as seen from the PLS (left); Devices' positions (middle); T-Scan (right)

3.3 Results

For the evaluation, the Reference-scans taken by the T-Scan were used to estimate the plane parameters. The PLS measurements were filtered and referenced to the plane parameters. Planes scanned multiple times with both devices during the measurement process were treated separately in the least-squares adjustment. The least-squares adjustment for position estimation is performed individually for each mirror. The correlation matrix is shown in Figure 6, with the highest value of ~ 0.86 .

Table 2 shows the estimated standard deviation of the transformation parameters for each mirror. As expected, the standard deviations are similar for the cases of the four mirrors. In the worst case, the translation parameters are determined with a standard deviation of 0.24 mm. The rotation parameters are estimated with standard deviations of max. 7.5 mgon. This is closely related to the noise level of the distance measurements introduced. The adjustment uses the scanner-provided standard deviations of the distance measurements (mean value $\bar{\sigma}_{s,prior}$). These values could be slightly lowered to pass the global test; the mean value $\bar{\sigma}_{s,post}$ is shown in Table 2. Additionally, the dimensions of the laboratory room permit only a maximum distance of 6 m. The differences between the estimated sensor frames per mirror are shown in Table 3. Bold numbers indicate values higher than the standard deviation of the difference between two mirrors. Values that exceed three times the standard deviation of the difference are shown in red.

The significant deviations in rotation about the Z-axis indicate that the profile of mirror 3 differs from those of the other mirrors. Regarding rotation about the X-axis, it can be inferred that mirrors 1 and 2 are paired, as are mirrors 3 and 4.

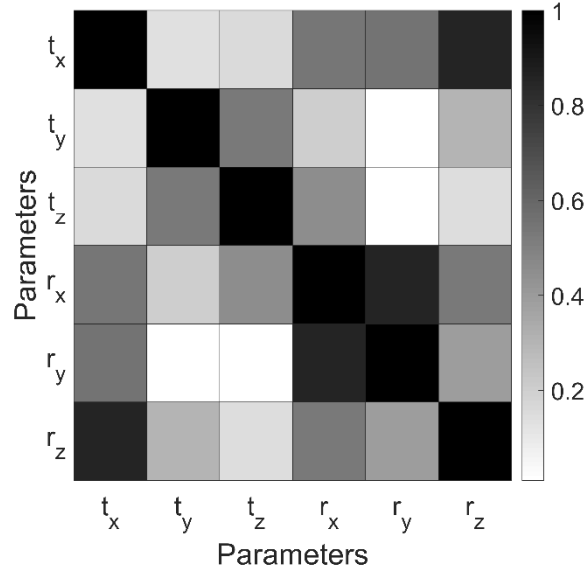


Fig. 6: Correlation matrix of the measurement

Table 2: Estimated standard deviations of the transformation parameters per mirror and mean standard deviation of the distance measurements

Mirror	σ_{t_x} (mm)	σ_{t_y} (mm)	σ_{t_z} (mm)	σ_{r_x} (mgon)	σ_{r_y} (mgon)	σ_{r_z} (mgon)	$\bar{\sigma}_{s,prior}$ (mm)	$\bar{\sigma}_{s,post}$ (mm)
1	0.20	0.13	0.10	4.0	6.6	4.8	4.3	2.6
2	0.23	0.15	0.12	4.5	7.4	5.5	4.3	2.8
3	0.24	0.15	0.12	4.6	7.5	5.6	4.3	3.0
4	0.20	0.13	0.10	3.9	6.4	4.8	4.3	2.6

Table 3: Differences between the estimated sensor frame per mirror. Bold black – values higher than the standard deviation of the difference between two mirrors; red – values that exceed three times the standard deviation of the difference between two mirrors

Mirror-difference	Δt_x (mm)	Δt_y (mm)	Δt_z (mm)	Δr_x (mgon)	Δr_y (mgon)	Δr_z (mgon)
1-2	0.81	-0.33	0.07	-10.3	-11.9	20.0
1-3	1.46	-0.65	-0.31	38.0	17.2	44.3
1-4	0.16	-0.23	-0.04	42.7	19.3	1.6
2-3	0.64	-0.32	-0.39	48.3	29.1	24.3
2-4	-0.65	0.10	-0.11	53.0	31.2	-18.2
3-4	-1.30	0.42	0.28	4.7	2.1	-42.6

The measurement results clearly show that the estimated sensor frames differ significantly in individual parameters. This demonstrates that the profile's position relative to the object yields significant differences across individual mirrors. Considering the difference between mirrors 1 and 3 of 44.3 mgon over 6 m results in a lateral deviation of 4.43 mm, whereas over 30 m it is 22.15 mm. Whether the individual origins of the sensor frames can be merged must be considered separately, depending on the application. However, the results also show that many differences exceed the calculated standard deviations, even though the threshold for significance is raised due to the high standard deviations of the estimated parameters. Reducing the estimated standard deviation could lead to more values being significant. Nonetheless, the manufacturer's specifications could be verified.

4 Conclusion and outlook

In this contribution, the Triple-IN PS250-90+ profile laser scanner was investigated for its suitability for monitoring measurements in geodesy. For this purpose, the sensitivity to deformation was tested in a laboratory experiment. The test device can detect small displacements (<1 mm) over a distance of 30 m. Additionally, an extension of the correction model, primarily proposed by KOSTJAK & NEUNER (2023), was introduced. Although it performs better than the original correction model, it cannot account for all systematic effects observed in the distance measurements. One reason is that the cause of the transient response remains unknown.

This contribution aimed to estimate the sensor frame of the investigated PLS and assess whether the sensor frames related to the four mirrors differ significantly from one another. The transformation between the mirrorwise profile scans and the reference scans was then estimated through a least-squares adjustment. The laboratory measurements show significant differences between mirror 3 and the other three mirrors in rotation about the z-axis. The maximum difference is 44.3 mgon, which corresponds to a profile spacing of 22.15 mm at a distance of 30 m. However, the standard deviation of the estimated rotation parameters between the reference system and the PLS sensor frames is several milligons. This is due to the accuracy level of the PLS.

Overall, the results indicate that the specified standard deviation of 5 mm can be confirmed. This was accomplished by scanning the same plates, considered to be planes, with the PLS and T-Scan. In the future, the correction model will be further investigated, and the laboratory setup will be refined. Improvements are planned for plate fixation and positioning. Moreover, a study will be conducted on the notable differences between mirrorwise sensor frames at higher distances, where their impact on monitoring measurements is likely to be larger.

Literature

- BAUER, P. & WOSCHITZ, H. (2024): Laboratory Investigations of the Leica RTC360 Laser Scanner – Distance Measuring Performance. In: *Sensors* 2024, 24, 3742, <https://doi.org/10.3390/s24123742>.
- ERNST, D., VOGEL, S., NEUMANN, I. & ALKHATIB, H. (2022): Analyse unterschiedlicher Positionskombinationen zur intrinsischen und extrinsischen Kalibrierung eines Velodyne VLP-16. In: *Allgemeine Vermessungs-Nachrichten (avn)* 129(2022)6, 244-252.

- GLENNIE, C. L., KUSARI, A. & FACHIN, A. (2016): Calibration and Stability Analysis of the VLP-16 Laser Scanner. In: International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing & Spatial Information Sciences (2016)XL-3/W4, 55-60.
- GLENNIE, C. L. & LICHTI, D. D. (2011): Temporal Stability of the Velodyne HDL-64E S2 Scanner for High Accuracy Scanning Applications. In: Remote Sensing 2011, 3, 539-553.
- HEINZ, E. (2021): Beiträge zur Kalibrierung und Evaluierung von Multisensorsystemen für kinematisches Laserscanning. Universitäts- und Landesbibliothek Bonn.
- HEINZ, E., METTENLEITER, M., KUHLMANN, H. & HOLST, C. (2018): Strategy for Determining the Stochastic Distance Characteristics of the 2D Laser Scanner Z+F Profiler 9012A with Special Focus on the Close Range. In: Sensors 2018,18,2253; doi:10.3390/s18972253.
- HESSE, C., HEER, R., HORST, S. & NEUNER, H. (2006): A Concept for Monitoring Wing Energy Turbines with Geodetic Techniques – In: Kahmen, H.; Chrzanowski, A. (Eds): 3rd IAG Symposium on Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering. 12th FIG Symposium on Deformation Measurement, Baden, Austria, (22-24 May 2006).
- KALENJUK, S., LIENHART, W., REBHAN, M.J. (2021): Processing of mobile laser scanning data for large-scale deformation monitoring of anchored retaining structures along highways. In: Comput Aided Civ Inf. 2021;36:678–694. <https://doi.org/10.1111/mice.12656>
- KHAMI, A., NEUMANN, I. & VOGEL, S. (2025): Intrinsic and extrinsic calibration of a UAV-based multi-sensor system. In: Journal of Applied Geodesy, 20(2026)1, 31-49, <https://doi.org/10.1515/jag-2024-0016>.
- KOSTJAK, V. & NEUNER, H. (2023): Investigation of Systematic Influences on the Distance Measurement and Sensitivity of a Profile Laser Scanner. In: Allgemeine Vermessungs-Nachrichten (avn) 130(2023)4, 99-108.
- KUTTERER, H., PAFFENHOLZ, J.-A., & VENNEGEERTS, H. (2009): Kinematisches terrestrisches Laserscanning. In: Zeitschrift für Geodäsie, Geoinformation und Landmanagement (zfv) 134(2009)2, 79-87.
- REITERER, A., VON OLSHAUSEN, P., MAUS, P., FREY, S. SCHWARZER, S. (2022): Aufbau und Kalibration eines komplexen mobilen Multisensorsystems – Ein Überblick. In DVW e. V. – Gesellschaft für Geodäsie, Geoinformation und Landmanagement (Hrsg.), Qualitätssicherung geodätischer Mess- und Auswertverfahren 2022 (DVW-Schriftenreihe 101, S. 53-63). Augsburg: Wißner-Verlag.
- RÜEGER, J. M. (1996): Electronic Distance Measurement: An Introduction (4th ed.). Springer. ISBN 978-3-540-61159-2.
- SCHILL, F. & EICHHORN, A. (2019A): Profilschanning bei Belastungsversuchen an einer Mauerwerksbrücke. In: Hanke, K; Weinold, T. (Eds.) 20. Internationale Geodätische Woche Obergurgl 2019. Wichmann, Berlin/Offenbach.
- SCHILL, F. & EICHHORN, A. (2019B): Deformation Monitoring of Railway Bridges with a Profile Laser Scanner. In: Zeitschrift für Geodäsie, Geoinformation und Landmanagement (zfv) 144(2019)2, 109-118.
- STRÜBING, T. & NEUMANN, I. (2013): Positions- und Orientierungsschätzung von LIDAR-Sensoren auf Multisensorplattformen. In: Zeitschrift für Geodäsie, Geoinformation und Landmanagement (zfv) 138(2013)3, 210-221.
- TRIPLE-IN GMBH (2019): PSxxx-90_UserManual.pdf – Triple-IN GmbH 2019/03/06 User Manual PSxxx-90+ Laser Scanners.

Analysis and Compensation of Instrument Orientation Instability in Tachymetric Measurement of Crane Rails

Žiga RANZINGER¹, Gašper ŠTEBE² & Aleš MARJETIČ³

^{1,2,3} University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Chair of Geodesy
(ziga.ranzinger@fgg.uni-lj.si)

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-021](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-021), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

Abstract

Accurate measurement of crane rail geometry is essential for safe and reliable crane operation, as even small deviations in geometry can adversely affect crane performance and structural integrity. Modern tachymetric methods enable high precision surveying of crane rails. However, their accuracy strongly depends on the stability of the instrument orientation during measurement.

This study investigates the stability of a tachymetric measurement setup used for crane rail geometry control, with a particular focus on horizontal orientation drift during long term observations. Based on semi-automated measurements performed on a wide span crane rail simulated system, systematic variations in horizontal directions were observed that could not be attributed to local target movements.

An experimental analysis combining segmented drift evaluation, inclination measurements, and meteorological observations was carried out simultaneously to identify the dominant sources of instability. The results show that the observed horizontal drift is primarily caused by rotation of the instrument tripod around the vertical axis, while the orientation station remains largely stable. Furthermore, the influence of mechanical and environmental factors varies significantly over time, with both immediate and delayed effects detected.

The findings confirm that instrument stability cannot be assumed constant during extended crane rail surveys. Segment based analysis and consideration of time dependent effects are therefore essential for reliable orientation correction. The presented results contribute to improved understanding and mitigation of orientation related errors in high precision crane rail geometry measurements (MARJETIČ, et al., 2012).

1 Introduction and motivation

The stability of surveying instruments during continuous measurements is crucial for achieving the highest accuracy that these instruments enable when monitoring deformations of structures and equipment. Tachymeters can be stabilized in various ways in the field, either on concrete pillars or on a tripod. The instruments are subject to numerous external influences, the most common of which are vibrations of the structure, changing meteorological conditions, and

consequent changes in the mechanical properties of the tripod or concrete pillar. Measurements where these changing conditions are present are very difficult to eliminate due to the specific environment where crane rails are installed - on a wide variety of infrastructure structures, especially on hydroelectric power plant dams.

To monitor the correctness of the geometry of crane rail, we use tachymetric measurements with a special metal L-platform (**Fig. 1**) (MARJETIČ, et al., 2012), which we place on the crane rail. The measuring points on the rail are determined by using the polar method, whereby it is important to measure the horizontal direction to the orientation point (e.g. from S_1 to S_2 in **Fig. 1**). Due to obstacles (structures and equipment, **Fig. 1**, right), we only take measurements from two instrument setups (S_1 and S_2 , **Fig. 1**, left) – one crane rail from each setup. One point is the setup point and the other is the orientation point. We repeat the orientation several times during the measurement of each rail.



Fig. 1: The principle of measuring crane rail tracks

From the results of repeated measurements to the orientation point, we found out that the value of the horizontal direction at the orientation point changes over the time (several hours). This change is not negligible. **Fig. 2** shows an example of the change in the horizontal direction values at the orientation point when measuring the crane rail. The change in mean value of both faces at the orientation point changed by approximately 13" in about two hours. This means a transverse deviation of the point position on the 200-meter rail of more than 1 cm.

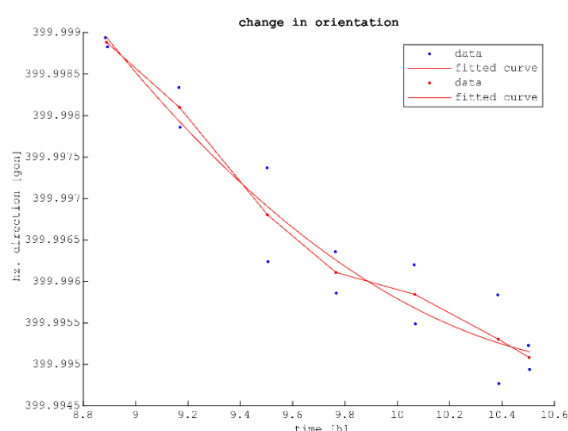


Fig. 2: Example of changing the values of horizontal directions to an orientation point

In the process of calculating the parameters of the rails, these changes are of course taken into account and compensated for accordingly (**Fig. 3**).

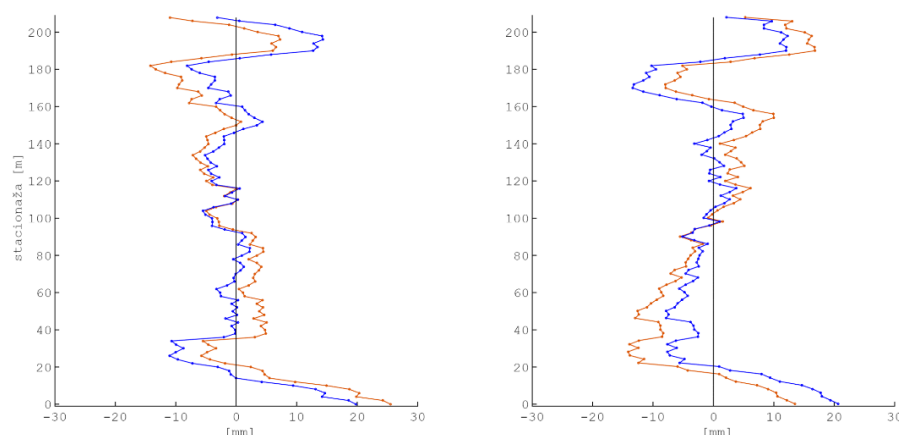


Fig. 3: Compensation for direction change at orientation point when calculating crane rails

The phenomenon of changing the line of sight or horizontal direction to the orientation point was the main motive for the research. We conducted a test simulating the conditions for measuring crane rails in the field, where we use a tripod (Leica Geosystems GST120) for tachymeter and orientation point and using no protection from sunlight.

In some previous studies, the authors have already discussed the influence of the height and torsional stability of tripods (NINDL & WIEBKING, 2010) and meteorological conditions on measurement results and instrument stability, as well as the influence of tripod tilt on changes in measured directions (ODZIEMCZYK, 2018).

All of the above indicates that the system consisting of a tachymeter and a tripod is not rigid, but behave as a mechanically dynamic system that is subject to external influences and has a certain time response.

The aim of the research is therefore to analyze the time-dependent changes in the horizontal directions of the tachymeter, with results that indicate the instability of the tachymeter-tripod system and not the instability of the orientation point. We also investigated the possible connection between the change in orientation direction, the inclination of the instrument, and meteorological factors.

2. Surveying method and data

2.1 Surveying method

The measuring system consists of three measuring devices: a Leica Nova TS60 tachymeter, a Leica Nivel 210 inclinometer, and a Vaisala weather station (**Fig. 4**). The tachymeter was mounted on a wooden tripod (Leica Geosystems GST120). The instrument is usually fixed to the tripod with a screw. For the test, we used a special tray on which the inclinometer Leica

NIVEL210 was placed. We screwed the tray together with the tachymeter to the head of the tripod (*Fig. 4*).



Fig. 4: Test setup

The test was performed on the roof of the Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana. The placement of the targets is shown in *Fig. 4*. With this setup, we simulated the situation when measuring crane rails. Two targets were placed on a concrete pillar to simulate the targets on the crane rail. Next to the pillar, we placed another target on a tripod, which simulated an orientation point. The standing position and the measured points were approximately 65 meters apart, which corresponds to the dimensions of the situation when measuring crane rails.

The Vaisala weather station enables the collection of various meteorological data. The data includes wind speed, wind direction, air pressure, temperature, and relative humidity. The Nivel 210 inclinometer measures changes in inclination in the X and Y directions. Due to the way the inclinometer is positioned, the changes in inclination in the Y direction are transverse to the line of sight towards the orientation point. This data helped us analyze the stability of the tripod.

We performed the measurements over two longer periods of time using the automatic monitoring function, where the instrument performed measurements periodically at predetermined time intervals. We performed the measurements of meteorological parameters simultaneously and separately and stored the data on a computer.

2.2 Collected data

The data was collected during a two-day test. We performed two sets of measurements within the test. The first set began at 11:56 a.m. on December 9, 2025, and ended at 5:34 p.m. on the same day, while the second set began at 1:55 p.m. on December 10, 2025, and ended at 11:38 p.m. on the same day. Between the two sets of measurements, we only used different methods of data recording, using the GeoCOM protocol in the first set and the Measure Sets function in the Leica Captivate application in the second set. In the first test, we measured a total of 45 sets of angles, and in the second test, 118 sets of angles.

The measurements were obtained from three different devices, which is why these devices also had slightly different time resolutions. The inclinometer recorded data every ten seconds, and the weather station every minute. The tachymeter measured all three points in one set of angles every five minutes. For the final conclusions on the connectivity of the data and their impact on changes in horizontal directions, we performed time synchronization of the measured data.

3 Methodology

With this test, we wanted to analyze the stability or instability of the tripod when performing long-term measurements. Instability can manifest itself in various ways. Given our specific test area, we expected that the instability of the tripod would help us understand the measurements of angles (α and β), horizontal directions (HzT1, HzT2, and HzT3) (**Fig. 5**), and measurements of possible inclinations with an inclinometer and changes in meteorological parameters with a weather station.

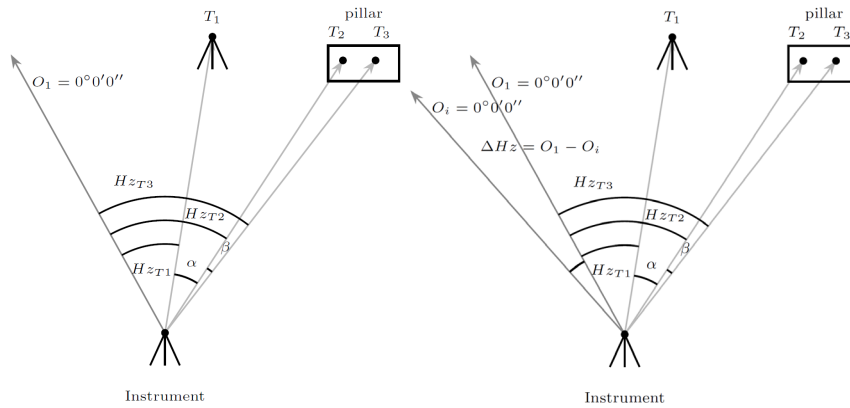


Fig. 5: Measurement system (left) and display of orientation direction change (right)

3.1 Analysis of rotations of the tripod-tachymeter system at a setup point

We assumed that angle β is constant, as it is the angle between two rigidly connected points on a concrete pillar. We assumed that three possibilities could occur with angles and horizontal directions:

- α is constant and horizontal directions do not change during long-term measurements \Rightarrow the system does not rotate.
- α is constant and the horizontal directions change during long-term measurements \Rightarrow the tripod with the tachymeter rotates.
- α is not constant and the horizontal directions change during long-term measurements \Rightarrow the tripod with the target moves and the tachymeter tripod system rotates.

As geodesy experts, we would like the first option to be true, but we have already shown at the beginning, using the example of crane rail calculations on a practical example, that this is not the case. We assumed that one of the remaining two options would occur.

We checked the constancy of both angles using the α and β calculations for each set of angles. From all calculated α and β values, we calculated deviations from the average values. The deviations are graphically presented in **Fig. 6**. We also listed the maximum deviations in absolute value for α and β (**Table 1**).

Table 1: Table of maximum deviations for α and β

Max. deviation	Measurements 1	Measurements 2
for α ["]	2,3	2,7
for β ["]	3,2	2,4

From the results of changing angles α and β , we can conclude that both angles are constant and eliminate the stability of orientation point.

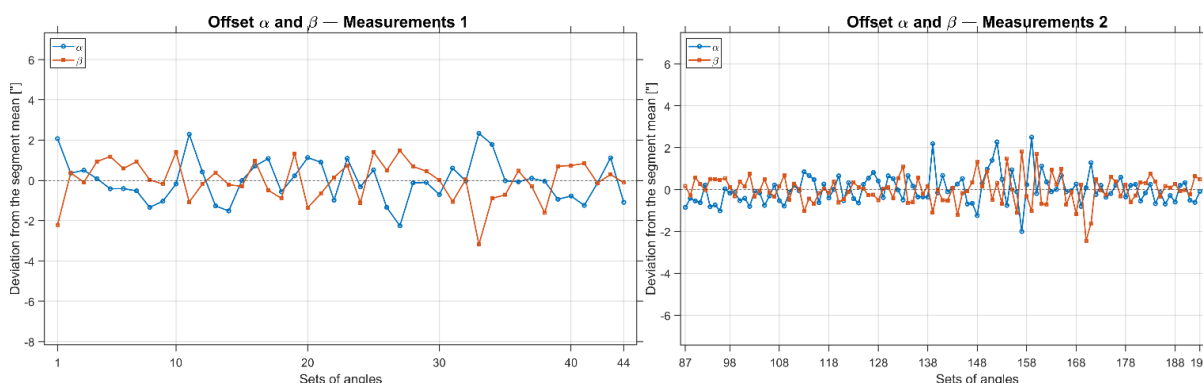


Fig. 6: Display of α and β deviations for the first set of measurements (left) and the second set of measurements (right)

Despite the constancy of angles α and β , the change in horizontal directions to points indicates a total rotation of the entire tripod-tachymeter measuring system. This rotation is the result of the tripod rotating together with the tachymeter around the vertical axis (**Fig. 5**, right). In the horizontal directions, the rotation manifests itself as a systematic effect that is common to all observed points (**Fig. 7**).

The graphs shown in **Fig. 7** clearly illustrate the differences in the change in orientation direction, which affects all horizontal directions to the measured points.

We were interested in the rotation, or change in horizontal direction, for each measured point (T1, T2, and T3) separately. For each point, we can calculate the difference between the horizontal direction in a given set of angles and the horizontal direction in the first set of angles. With the calculated difference ($\Delta\text{Hz_Ti}$) between the direction in the first ($\text{Hz_Ti_first_set_of_angles}$) and last set of angles ($\text{Hz_Ti_last_set_of_angles}$), we obtained the total rotation for each point. The average of $\Delta\text{Hz_T1}$, $\Delta\text{Hz_T2}$, and $\Delta\text{Hz_T3}$ represented $\Delta\text{Hz_sys}$.

The representation $\Delta\text{Hz_sys}$ allows us to determine long-term trends related to slow system rotations, as well as short-term changes that occur as a result of mechanical responses to meteorological influences. In this way, we created a time series that we could further analyze and link to inclinometer measurements and parameters obtained from the meteorological station.

3.2 Data synchronization

The data was collected at different time intervals and at different points in time. For this reason, we cannot make a direct comparison. All data sets need to be synchronized in terms of time. A discrete time index (HAMILTON, 1994) with a step size of one minute was defined. All data was then mapped to a common time axis.

Synchronization was performed by averaging the time within each minute interval. This replaced all data within the same minute with their average value and assigned them to the reference time at the beginning of the next minute. This solved the problem of different data frequency and at the same time reduced the influence of short-term noise and individual outliers.

It is important to note that this procedure did not use linear interpolation in the classical sense, but rather time averaging of data (TURK, 2008). The synchronized time series obtained in this way enable a direct comparison of the relative rotation of the system with the inclinations measured by the inclinometer and with selected meteorological parameters, which forms the basis for further correlation and time-shifted analysis (*Fig. 7*, *Fig. 10* and *Fig. 11*).

3.3 Correlation and lag correlation analysis

After synchronizing the data, we performed a correlation analysis. With this analysis, we wanted to evaluate the possible correlation between the rotation of the tachymeter and selected meteorological and inclinometer parameters. In addition to the raw determination of the correlation, we also wanted to investigate possible time lags between the causes and the rotation of the system.

In the first phase, we performed a basic correlation between the parameters. For each pair of variables, we calculated Pearson's correlation (TURK, 2008), where we determine the degree of linear correlation between two time series. The calculated coefficient (*Table 3* and *Table 4*) allows us to identify changes in two parameters that occur proportionally and at the same time. Simply put, when one parameter changes, the other changes at the same time. At that moment, the coefficient is elevated, and therefore the correlation between the parameters can be determined.

However, since mechanical and meteorological influences often do not show a strictly linear response, Spearman's rank correlation was also used (TURK, 2008). This correlation is based on rank values and measures the monotonicity of the relationship independently of the form of the relationship between the parameters (*Table 3* and *Table 4*). A simple description of this is that Spearman's correlation detects a relationship where one quantity increases or decreases together with another. Even if the relationship is not proportional or uniform, a correlation is detected.

For a more detailed analysis of the temporal dynamics of the system, lag correlation analysis was used (HAMILTON, 1994) (GOUÉDARD, et al., 2008). In this procedure, one time series is shifted relative to another. The correlation coefficient is calculated for each shift. This made it possible to determine whether changes in individual parameters precede or follow changes in the relative rotation of the tachymeter (*Table 5* and *Table 6*). A positive time lag means that the changes occurred before the change in relative rotation, i.e., that the rotations are the result of changes in parameters or a response to them. The opposite is true if the time lag is negative. The correlation analysis with lag was performed within a time window of ± 180 minutes to check whether the mechanical response of the system in the form of rotation occurs simultaneously or with a time lag relative to changes in meteorological parameters.

4. Results

4.1 Results of the analysis of the rotation of the tripod-tachymeter system at the standing point

This chapter presents the results of the analysis of relative changes in horizontal directions for individual measured points (T1, T2, and T3) and their average, which represents the system component (ΔH_{z_sys}). The analysis was performed separately for each set of measurements in the test.

The analysis focused on these relative changes in horizontal directions at the measured points within each set of measurements.

The results show that in both sets of measurements there is a noticeable rotation of the measuring system that exceeds the expected measuring accuracy of the tachymeter. The shifts in individual directions (T1, T2, T3) are generally similar, which confirms that this is primarily a common rotation of the tripod around the vertical axis and not local shifts of individual targets.

The changes in horizontal directions are shown graphically below. In addition, we show the change in temperature as one of the assumed potential factors for the rotation of the system (**Fig. 7**). In a later analysis, when we checked the correlation between other measured parameters and the change in direction, we created graphs for the most correlated elements, which show the connectivity between changes in one quantity and another.

Table 2: Change in horizontal direction from the start to the end point of the measurement set

Measurements	1	2
Point	Drift ΔH_z ["]	Drift ΔH_z ["]
Duration [h]	5h 40 min \approx 5,67 h	8h 52 min \approx 8,87 h
T1	+27,0	+37,6
T2	+23,9	+38,3
T3	+25,9	+38,7
Average, ΔH_{z_sys}	+25,6	+38,2
Speed ["/h]	4.5	4.3

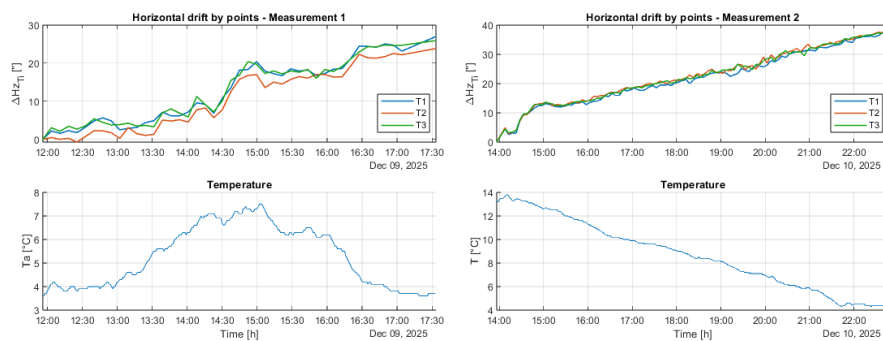


Fig. 7: Changing horizontal directions and temperatures for the first (left) and second (right) set of measurements

Table 2 shows the change in horizontal direction from the first to the last point in individual measurements. We can see that the largest change occurred in the second set, averaging 38.2". The right side of **Fig. 7** also indicates that we can expect a good correlation between changes in horizontal direction and temperature.

4.2 Tripod tilt measurements

The change in direction was in the same direction as the change in tilt in the Y direction of the inclinometer. **Fig. 8** and **Fig. 9** show how the tilt in the Y direction for the first and second sets of measurements. Quite big changes in inclination of tripod in first set of measurements and in the beginning of second one may be a consequence of walking around the tripod.

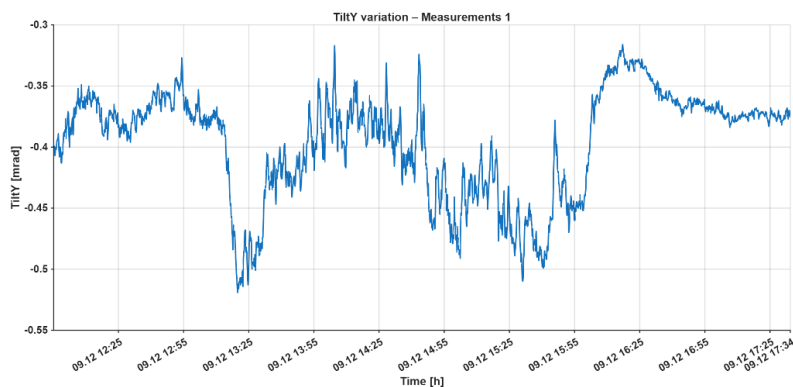


Fig. 8: Change in slope in the Y direction for the first set of measurements

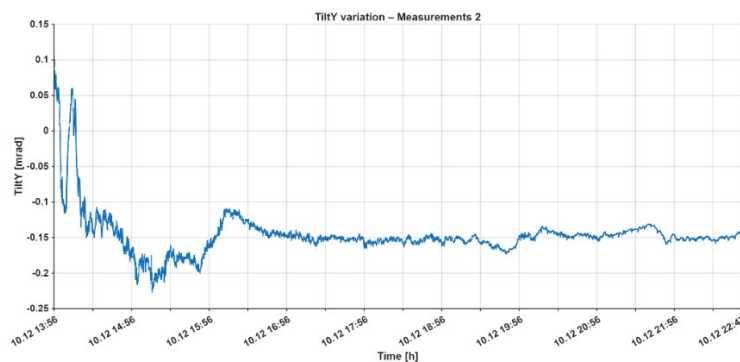


Fig. 9: Change in slope in the Y direction for the second set of measurements

The maximum absolute change in inclination in the transverse direction Y was 0.519 mrad in the first measurement set and 0.227 mrad in the second. With an measured distance of 65 m, approximate height of tachymeter of 1.5 m, this corresponds to a change in the horizontal direction of approximately 2.5" for the first set and 1.1" for the second set. Both values are significantly smaller than the actual detected changes in the measured horizontal directions shown in **Table 2**. Nevertheless, these values are not negligible and should be detected and taken into account in precise measurements .

4.3 Correlation analysis results

Next, simultaneous correlations between relative changes in horizontal directions and selected parameters were analyzed separately for each set of measurements. These were quantities

obtained from the meteorological station and the inclinometer. Pearson's and Spearman's correlations were used to assess the relationship (TURK, 2008). In **Table 3** and **Table 4**, Pearson's correlation coefficients are denoted by (P) and Spearman's by (S). The stronger correlation coefficient of the two is marked in bold, and the highest coefficient of all parameters is marked in green.

Table 3: Correlation coefficients for individual parameters in the first set of measurements

Parameters	Correlation coefficient for T1	Correlation coefficient for T2	Correlation coefficient for T3	Correlation coefficient for the system (ΔHz_{sys})
<i>P</i>	-0,851 (P)/ -0,865 (S)	-0,870 (P)/ -0,912 (S)	-0,847 (P)/ -0,872 (S)	-0,858 (P)/ 0,885 (S)
<i>D</i>	-0,183 (P)/ -0,203 (S)	-0,171 (P)/ -0,178 (S)	-0,174 (P)/ -0,185 (S)	-0,177 (P)/ 0,197 (S)
<i>TiltY</i>	0,050 (P)/ 0,176 (S)	0,055 (P)/ 0,148 (S)	0,065 (P) / 0,162 (S)	0,057 (P)/ 0,168 (S)
<i>T</i>	0,163 (P)/ 0,167 (S)	0,164 (P) /0,140 (S)	0,154 (P) /0,142 (S)	0,161 (P) /0,153 (S)
<i>S</i>	0,069 (P)/ 0,118 (S)	0,063 (P)/ 0,096 (S)	0,082 (P)/ 0,126 (S)	0,071 (P)/ 0,117 (S)
<i>U</i>	-0,010(P)/ 0,036 (S)	-0,010 (P)/ -0,015 (S)	-0,001(P)/ -0,017 (S)	-0,007 (P)/ 0,026 (S)

In the first set of measurements, air pressure (*P*) proves to be the strongest predictor for all target variables, with a pronounced negative correlation **Table 3**. Spearman's coefficient values reach magnitudes of approximately 0.87-0.91, which significantly exceeds all other parameters. The calculated values in the last column represent the average of all three points (ΔHz_{sys}) for each correlation coefficient. **Fig. 10** shows how pressure and ΔHz_{sys} change. We can see that ΔHz_{sys} increases as pressure decreases.

Correlations with the *TiltY* slope and temperature (*T*) and auxiliary variables are significantly weaker and remain below values of approximately 0.20.

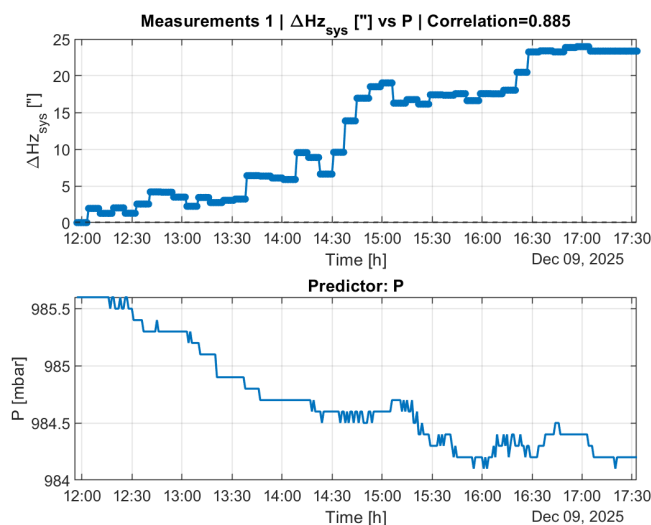


Fig. 10: Correlation between ΔHz_{sys} and *P* for the first set of measurements

Table 4: Correlation coefficients for individual parameters in the second set of measurements

Parameters	Correlation coefficient for T1	Correlation coefficient for T2	Correlation coefficient for T3	Correlation coefficient for the system ($\Delta\text{Hz}_{\text{sys}}$)
T	-0,983 (P)/ -0,996 (S)	-0,984 (P)/ -0,996 (S)	-0,984 (P)/ -0,996 (S)	-0,984 (P)/ -0,996 (S)
U	0,980 (P)/ 0,993 (S)	0,982 (P)/ 0,993 (S)	0,981(P)/ 0,993 (S)	0,982(P)/ 0,993 (S)
P	0,971(P)/ 0,987 (S)	0,973 (P)/ 0,986 (S)	0,972 (P)/ 0,986 (S)	0,973 (P)/ 0,987 (S)
S	-0,555 (P)/ -0,600 (S)	-0,561 (P)/ -0,603 (S)	-0,563 (P)/ -0,610 (S)	-0,560 (P)/ -0,605 (S)
D	-0,533 (P) /-0,476 (S)	-0,528 (P) /-0,477 (S)	-0,526 (P) /-0,475 (S)	-0,529 (P) /-0,476 (S)
$\text{Tilt } Y$	-0,259 (P) /0,009 (S)	-0,260 (P) /0,013 (S)	-0,264 (P) /0,014 (S)	-0,261 (P) /0,013 (S)

The second set of measurements showed extremely high correlations between changes in horizontal directions and meteorological parameters T , U , and P (*Table 4*). Spearman's coefficients for meteorological parameters reach values close to 1, indicating an almost perfect monotonic relationship.

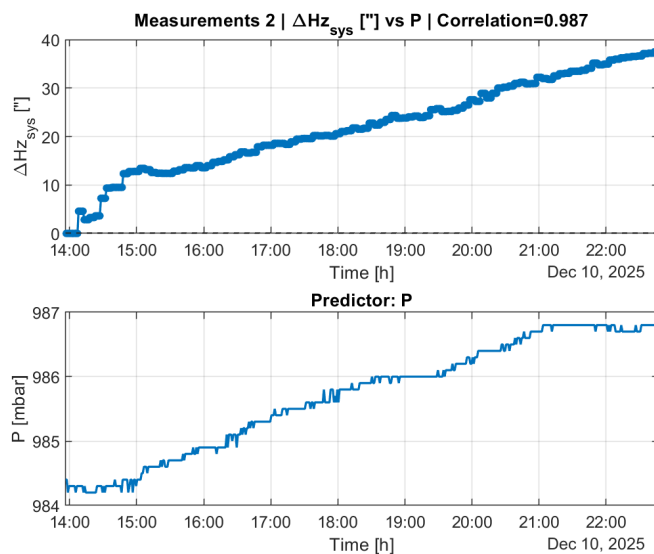
**Fig. 11:** Correlation between $\Delta\text{Hz}_{\text{sys}}$ and P for the second set of measurements

Fig. 10 and *Fig. 11* clearly show why the correlation coefficients are high.

4.4 Lag correlation results

Since the mechanical and thermal responses of the system are often delayed in relation to changes in meteorological parameters, a correlation analysis with a delay was also performed (Statistično društvo Slovenije, 2024). For each pair (ΔHz , parameter), the maximum absolute correlation within the ± 180 minute interval and the corresponding time lag at which the correlation is highest were determined (HAMILTON, 1994) (GOUÉDARD, et al., 2008).

Table 5 shows for each parameter the minute at which the maximum absolute value of the correlation coefficient ($|r_{max}|$) between the change in horizontal direction and the individual parameter occurs. In addition to the maximum absolute value of the correlation coefficient, the corresponding time lag is also given.

Table 5: Correlation results with delay for the first set of measurements

Parameters	$ r_{max} $ for T1	Time [min]	$ r_{max} $ for T2	Time [min]	$ r_{max} $ for T3	Time [min]	$ r_{max} $ for the system (ΔHz_{sys})	Time [min]
<i>P</i>	0,851	0	0,870	0	0,847	0	0,858	0
<i>T</i>	0,630	-51	0,633	-51	0,622	-53	0,630	-53
<i>U</i>	0,605	93	0,595	92	0,603	92	0,603	92
<i>Tilt Y</i>	0,492	-92	0,482	-92	0,499	-93	0,492	-92
<i>D</i>	0,192	11	0,192	10	0,193	12	0,192	12
<i>S</i>	0,125	72	0,123	-60	0,125	-60	0,123	-60

Table 6: Correlation results with delay for the second set of measurements

Parameters	$ r_{max} $ for T1	Time [min]	$ r_{max} $ for T2	Time [min]	$ r_{max} $ for T3	Time [min]	$ r_{max} $ for the system ΔHz_{sys})	Time [min]
<i>P</i>	0,983	0	0,984	0	0,984	0	0,984	0
<i>T</i>	0,980	0	0,982	0	0,981	0	0,982	0
<i>U</i>	0,971	0	0,973	0	0,972	0	0,973	0
<i>Tilt Y</i>	0,581	12	0,588	12	0,588	12	0,586	12
<i>D</i>	0,533	0	0,528	0	0,526	0	0,529	0
<i>S</i>	0,259	0	0,260	0	0,264	0	0,261	0

The results of the analysis reveal that the most influential parameters for both sets of measurements are P, T, and U, all of which have the highest absolute correlation coefficient ($|r_{max}|$) above 0,6 (**Table 5** in **Table 6**). We can see (**Table 6**) that there are no major delays in the second set, while in the first set (**Table 5**) the delays can be longer than one hour. This fact is also interesting because we used the same equipment throughout the entire test.

5 Discussion and Conclusions

5.1 Interpretation of results

The results of the analysis clearly show that the stability of the entire system tripod-tachymeter during long-term measurements is not constant. In both sets of measurements, systematic changes in the horizontal directions were detected that cannot be attributed to local movements of individual targets or instability of the orientation point. This confirms the finding that the

main source of the detected deviations is the rotation of the entire tripod-tachymeter system around the vertical axis.

The analysis of the constancy of angles α and β further confirms that the targets on the reference pillar remain stable throughout the entire observation period, which excludes the possibility that the detected changes are the result of movements of the observed points. Consequently, changes in horizontal directions can be interpreted as a systematic influence that affects all measured directions equally and manifests itself as a zero rotation of the horizontal circle.

Correlation analysis showed that the most dominant influence is air pressure (P). In the second set of measurements, meteorological influences are very pronounced, especially changes in air pressure, temperature, and relative humidity. This shows that the rotation of the tripod cannot be attributed to a single causal factor, but is the result of the simultaneous action of several interrelated processes.

Correlation analysis with a time lag further reveals that influences often do not act simultaneously, but with a pronounced time lag. Such lags are characteristic of mechanical and thermal responses of the system, where a change in external influence does not cause an immediate response, but rather a gradual adjustment of the tripod and instrument. This means that high values of simultaneous correlation do not in themselves imply direct causality, but that the time dynamics of the system must also be taken into account for a correct interpretation.

Overall, the results confirm that the behavior of the entire system under long-term measurement conditions is complex and time-varying. Stability cannot therefore be described by a single variable or a simple model, but requires a segmented approach to the data and consideration of the delayed mechanical and meteorological responses of the system.

5.2 Implication for the stability of the instrument

The results of the study show that the perceived changes in horizontal directions in long-term tachymetric measurements mainly reflect the mechanical behavior of the tripod as a whole and not the instability of the measured targets. The stability of the tachymeter's orientation therefore largely depends on the mechanical properties of the tripod and its interaction with meteorological influences.

In contrast to classical instrument stability tests, which focus on the short-term internal stability of the tachymeter (ODZIEMCZYK, 2018), this study treats the tripod-tachymeter as a time-varying mechanical system. The results confirm that during long-term measurements, the system gradually responds to external influences, which manifests itself as rotation around the vertical axis.

We also measured the inclination changes of the tripod. The analysis showed that even small changes in the inclination of the system can cause measurable changes in the orientation of the instrument, which emphasizes the importance of monitoring inclinations in high-precision measurements. Their effects can accumulate over time and lead to systematic errors in position determination, which is particularly critical in measurements with high accuracy, such as crane rail geometry control.

Meteorological parameters prove to be important accompanying factors, but high correlations with them do not necessarily imply direct causality, but often reflect common temporal trends or delayed mechanical responses of the system.

From a practical point of view, the results indicate that the stability of the entire system cannot be ensured solely by accurate initial positioning. Reliable long-term measurements require appropriate procedures for monitoring and compensating for changes in orientation, as well as careful selection and positioning of the tripod.

5.3 Conclusions

The analysis showed that the stability of the tachymeter during long-term observations is not constant over time, but varies depending on prevailing mechanical and meteorological influences. The detected changes in horizontal directions are predominantly systematic in nature, confirming that they are primarily due to the rotation of the tripod around the vertical axis and not to local movements of the targets.

The results confirm that a uniform treatment of all data is not sufficient, as a comparison of the two sets of measurements reveals some differences in the dominant influences. Nevertheless, meteorological influences and their connection with changes in horizontal directions are the most pronounced in both sets.

The analysis of correlations with a delay further confirms the presence of delayed mechanical and thermal responses and points out that a high simultaneous correlation does not in itself imply direct causality. The stability of the entire system is therefore the result of the intertwining of the mechanical properties of the tripod and time-varying meteorological influences, whereby consideration of the segmental structure and temporal dynamics proves to be crucial for the correct interpretation and use of high-precision geodetic measurements, such as the control of crane rail geometry.

Literature

- GOUÉDARD, P. in drugi, 2008. Cross-correlation of random fields: mathematical approach and applications. *Geophysical Prospecting*, 56(3), pp. 375-393.
- HAMILTON, J. D., 1994. *Time Series Analysis*. Princeton: Princeton University Press, pp. 38-45.
- MARJETIČ, A., KREGAR, K., AMBROŽIČ, T. & KOGOJ, D., 2012. An Alternative Approach to Control Measurements of Crane Rails. *Sensors*, 12(5), pp. 5906-5927.
- NINDL, D. & WIEBKING, M., 2010. *Surveying tripods - White Paper, Characteristic and Influences*.
- ODZIEMCZYK, W., 2018. Stability test of TCRP1201+ total station parameters and its setup. *E3S Web of Conferences*, Izvod 55, p. 00010.
- Statistično društvo Slovenije, 2024. Statistični terminološki glosar. Available at: <https://www.rosigma.si/glosar/> [Available: 9. januar 2026].
- TURK, G., 2008. *Vejretnostni račun in statistika*. Ljubljana: Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Dynamisches Monitoring einer Eisenbahnbrücke mit Beschleunigungssensoren und Profillaserscanning

Laura LINGEL¹, Lukas SCHNEIDER², Thomas UMMENHOFER² & Corinna HARMENING¹

¹ Karlsruher Institut für Technologie, Geodätisches Institut, corinna.harmening@kit.edu

² Karlsruher Institut für Technologie, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-022](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-022), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Einleitung

In Deutschland zählt die alternde Infrastruktur zu den zentralen Herausforderungen der kommenden Jahre. Besonders betroffen ist die Brückeninfrastruktur: Ein signifikanter Anteil der Bauwerke weist einen kritischen Zustand auf. Allein in Baden-Württemberg befinden sich ein Zehntel der Brücken in einem sanierungsbedürftigen Zustand (Land Baden-Württemberg, 2025). Um sicherheitsrelevante Schäden frühzeitig zu erkennen, ist eine kontinuierliche Überwachung der Bauwerkszustände notwendig. In diesem Kontext gewinnt das Konzept des Structural Health Monitorings (SHM) zunehmend an Bedeutung. Das SHM befasst sich unter anderem mit der Analyse des Schwingungsverhaltens von Bauwerken. Dabei werden Veränderungen der Eigenfrequenzen, Eigenformen sowie des Dämpfungsfaktors untersucht (Neitzel & Schwarz, 2016). Zur Erfassung dieser Parameter kommen häufig Beschleunigungssensoren zum Einsatz, die punktuell am Bauwerk installiert werden und anhand der gemessenen Beschleunigungen die relevanten Größen ableiten. Die punktuelle Anbringung solcher Sensoren ist jedoch mit einem hohen planerischen, organisatorischen und personellen Aufwand verbunden. Vor diesem Hintergrund soll in dieser Arbeit das Potenzial berührungslos messender Sensorik untersucht werden, insbesondere der Einsatz terrestrischer Laserscanner (TLS) im Profilmodus. Durch die berührungslose Datenerfassung kann der Installationsaufwand erheblich reduziert werden. Zudem ermöglicht TLS eine quasi-raumkontinuierliche Erfassung entlang des Messprofils. Ein weiterer Vorteil gegenüber der punktuell messenden Beschleunigungssensoren besteht in der Möglichkeit, absolute Auslenkungen direkt zu bestimmen.

Der Einsatz von TLS im Profilmodus zur Erfassung des dynamischen Verhaltens von Brücken hat sich bereits in diversen Arbeiten als erfolgreich erwiesen. Hervorzuheben sind unter anderem die Arbeiten von Schill (2017) und von Neitzel & Schwarz (2016). In dieser Arbeit wird das Messverfahren auf eine Stabbogenbrücke übertragen, wobei der Fokus auf der Bestimmung des dynamischen Verhaltens der Hänger liegt, mit dem Ziel eine Bestandsaufnahme der hängerspezifischen Eigenfrequenzen durchzuführen.

Das Paper gliedert sich wie folgt: In Kapitel 2 werden die benötigten theoretischen Grundlagen beschrieben. Kapitel 3 stellt die durchgeführte Messkampagne vor. Das vierte Kapitel beschreibt die Datenauswertung und stellt die Ergebnisse vor. Das Paper schließt mit einer kurzen Zusammenfassung und einem Ausblick auf zukünftige Untersuchungen in Kapitel 5.

2 Theoretische Grundlagen

Für die Prozessierung der erfassten Messdaten sind die nachfolgend dargestellten theoretischen Grundlagen erforderlich.

2.1 Punktwolkenmodellierung mit B-Spline-Kurven

Eine B-Spline-Kurve ist eine parametrische Kurve der Form (Piegl & Tiller, 1997):

$$\mathbf{C}(u) = \sum_{i=0}^{n_p} N_{i,p}(u) \cdot \mathbf{P}_i, \quad u = [0, \dots, 1] \quad (1)$$

Ein Kurvenpunkt $\mathbf{C}(u)$ berechnet sich demnach als das gewichtete Mittel der n_p+1 Kontrollpunkte \mathbf{P}_i . Die B-Spline-Basisfunktionen $N_{i,p}(u)$ von Grad p lassen sich rekursiv berechnen und sind Funktionen des Kurvenparameters u , der $\mathbf{C}(u)$ auf der Kurve lokalisiert.

Werden B-Spline-Kurven zur Modellierung von Punktwolken verwendet, wird üblicherweise mehrstufig vorgegangen (Harmening, 2020). Im ersten Schritt werden den beobachteten Datenpunkten im Rahmen der Parametrisierung geeignete Kurvenparameter zugewiesen (s. z. B. Piegl & Tiller, 1997). Anschließend können die Kontrollpunkte in einem linearen Gauß-Markov-Modell geschätzt werden (Bureick et al., 2016). Die Bestimmung der optimalen Anzahl der Kontrollpunkte ist ein Modellselektionsproblem und kann z. B. mit Hilfe des Bayes'schen Informationskriterium (engl.: Bayesian Information Criterion, BIC) gelöst werden (Schwarz, 1978; Harmening & Neuner, 2016). Alternativ bietet sich die strukturelle Risikominimierung an, die auch die Wahl des optimalen Grades p erlaubt (Harmening, 2020). Häufig ist jedoch der Einsatz kubischer Kurven ($p = 3$) ausreichend (Piegl. & Tiller, 1997).

2.2 Multiskalenanalyse mittels Wavelets

Wavelets ψ sind eine Gruppe von Funktionen, die zur Signalanalyse eingesetzt werden können. Sie können durch den Parameter b verschoben und durch den Skalierungsfaktor a gestaucht werden, wodurch eine Lokalisierung der Frequenzanteile über die Waveletkoeffizienten W_ψ , möglich wird. Die kontinuierliche Wavelet-Transformation (engl.: continuous wavelet transform, CWT) des Signals $f(t)$ ist durch folgende Formel definiert (Blatter, 2003):

$$W_\psi f(a, b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) dt. \quad (2)$$

In diskreter Form kommt die Wavelet-Transformation bei der Multiskalenanalyse (engl. multiresolution analysis, MRA) zum Einsatz. Bei der MRA wird ein Signal rekursiv in Grobsignale (Approximationskoeffizienten) und Detailsignale (Detailkoeffizienten) zerlegt. Dabei entspricht dies einer Hoch- und Tiefpassfilterung des Signals. Die Hochpassanteile entsprechen den Waveletkoeffizienten. Die diskrete Wavelet-Transformation (DWT) bzw. die MRA kommt z. B. in der Signalverarbeitung als Denoisingverfahren zum Einsatz. (Bergh. et al. 2007)

Nach Donoho & Johnstone 1994 sind die Waveletkoeffizienten $v_{i,n}$ der ersten Skala ($i = 1$) der MRA größtenteils durch das Rauschen verursacht. Dabei steht n für die Nummerierung der Waveletkoeffizienten. In der Praxis wird für nicht stationäre Zeitreihen der Median der absoluten Abweichung (engl. median of absolute deviation, MAD) als Schätzung für die Standardabweichung des Signals verwendet:

$$MAD = \frac{\text{median}(|v_{1,n} - \text{median}(v_1)|)}{0,6745}. \quad (3)$$

2.3 Fourier-Transformation, Leistungsdichte- und Amplitudenspektrum

Signale lassen sich als additive Überlagerungen harmonischer Schwingungen auffassen. Durch die Transformation vom Zeit- in den Frequenzbereich können wesentliche Informationen über den Schwingungsvorgang gewonnen werden. Ein diskret abgetasteter Signalausschnitt x_k der Länge T mit N Abtastwerten kann durch die Formel der diskreten Fouriertransformation (DFT) in den Frequenzbereich transformiert werden (Kuttner 2015):

$$X_n = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} x_k e^{-j2\pi \frac{kn}{N}}. \quad (4)$$

Nach dem Abtasttheorem können lediglich Frequenzen bis maximal zur Hälfte der Abtastfrequenz eindeutig dargestellt werden. Außerdem können aufgrund der Betrachtung von endlichen Zeitreihen Leaking-Effekte (Spektralverschmierungen) auftreten. Die schnelle Fouriertransformation (engl.: Fast Fourier Transform, FFT) nutzt Redundanzeigenschaften aus, um die Rechenzeit stark zu reduzieren. (Kuttner 2015)

Signale enthalten häufig auch zufällige Anteile. Um Aussagen über stochastische Signale zu treffen, wird das Leistungsdichtespektrum (LDS) verwendet, welches die Fouriertransformierte der Autokorrelationsfunktion darstellt. Im LDS können die enthaltenen Frequenzen sowie die zugehörige Leistung abgelesen werden. Eine Skalierung zum Amplitudenspektrum erlaubt die Ablesung der Schwingungsamplituden. (Parhi & Ayinala 2014)

3 Messkampagne

Ziel der Messkampagne ist die Erfassung und Analyse der Verformungen sowie des Schwingverhaltens der Hänger einer Stabbogenbrücke.

3.1 Messobjekt

Im Rahmen der Messkampagne wurde eine stählerne Eisenbahnbrücke untersucht (s. Abb. 1). Das zweigleisige Tragwerk ist als Stabbogenbauwerk ausgeführt und weist eine quer orientierte Fahrbahn auf. Die zueinander über Hohlprofilriegel versteiften Bögen sind als geschweißte Hohlkästen ausgeführt und hängen die Fahrbahn über je zwölf Flachstahlhänger ab. Die Anschlüsse der Hänger sind in Fahrtrichtung orientiert und entsprechend der Richtzeichnung nach Ril 804 – Modul 804.9010 (Richtlinie 804) ausgeführt.

Die Hänger (H) der Brücke werden in beiden Bögen mit fortlaufenden Nummern benannt (s. Abb. 1). Hierbei ist die Ost-West-Ausrichtung der Brücke maßgebend: Die Hänger im Osten beginnen mit der Nummer eins, mit aufsteigender Nummerierung in Richtung Westen. Zusätzlich wird die Bezeichnung der Hänger um die Lage des jeweiligen Bogens ergänzt (Nord- (N) bzw. Südbogen (S)).

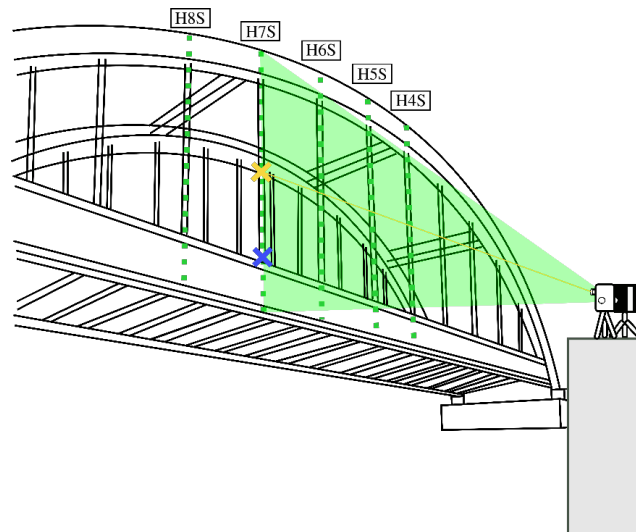


Abb. 1: Skizzenhafte Darstellung der Brücke und des Messaufbaus. Grün: Profilschan. Gelbes Kreuz: Vom Tachymeter angezielter Punkt. Blaues Kreuz: Position des Beschleunigungssensors.

3.2 Eingesetzte Sensorik und Messaufbau

Bei der Messkampagne kamen verschiedene Messinstrumente zum Einsatz: der terrestrische Laserscanner **Z+F IMAGER® 5016** (Zoller + Fröhlich GmbH), der triaxiale **ICP®-Miniatur-Vibrationssensor** (PCB PIEZOTRONICS) sowie die **Leica Nova MS60 Multistation** (Leica Geosystems AG). Der Z+F IMAGER® 5016 kann mithilfe des zugehörigen Software Development Kits (SDK) im Profilmodus betrieben werden. In diesem Modus erfolgt keine motorgetriebene Rotation um die Stehachse, sodass anstelle einer dreidimensionalen Punktwolke ein zweidimensionales Messprofil erfasst wird. Durch den Verzicht auf die Rotation um die Stehachse kann das Messprofil mit einer deutlich höheren Frequenz abgetastet werden. Gewählt wurde die höchste Rotationsgeschwindigkeit von 50 rps (rounds-per-second). Beim Koordinatensystem des Z+F IMAGER® 5016 handelt es sich um ein dreidimensionales rechtshändiges Koordinatensystem mit positiver Z_{TLS} -Achse in Verlängerung der Stehachse. Die Y_{TLS} -Achse ist durch die Ablenkeinheit definiert. Die X_{TLS} -Achse wird in diesem statischen Fall der Profilmessung auf null gesetzt. Aus der TLS-Messung resultieren somit Messprofile mit zugehörigen Messprofilpunkten (Y- und Z-Koordinaten) sowie einem Zeitstempel. Die MS60 wird im Streaming-Modus zur hochfrequenten Messung eines einzelnen Punktes (~ 20 Hz) eingesetzt. Aus diesen Messungen resultieren Zeitreihen eines 3D-Punktes. Die Tachymetermessungen werden reflektorlos durchgeführt, da aus sicherheitsrelevanten Gründen keine Prismen am Tragwerk angebracht werden dürfen. Als Referenz dienen Beschleunigungssensormessungen (4000 Hz), die in X_{ACC} -, Y_{ACC} - und Z_{ACC} -

Richtung vorliegen. Bei allen drei Sensoren erfolgte die Zeitstempelung auf Basis der geräteinternen Zeitmessung.

Für die Messung der Hänger werden der TLS und das Tachymeter auf einem höher gelegenen Fußgängerüberweg positioniert, um steile Auftreffwinkel zu vermeiden. Das Tachymeter wird auf die Mitte des Hängers ausgerichtet. Der Beschleunigungssensor wird in einer Höhe von 1500 mm über der Oberkante des Randlängsträgers durch einen Magneten am Hängerprofil appliziert. Exemplarisch ist der Aufbau für den Hänger H7S in Abb. 1 skizziert. Gemessen wird während zwei unterschiedlicher Anregungsszenarien: Zum einen werden die Hänger durch Hammerschläge angeregt, zum anderen erfolgt eine Anregung durch Zugüberfahrten.

4 Datenauswertung und Ergebnisse

Je nach eingesetzter Sensorik werden die Daten unterschiedlich ausgewertet. Die sensorspezifischen Auswertestrategien werden in den nachfolgenden Abschnitten beschrieben.

4.1 Beschleunigungsdaten

Primäres Ziel der Beschleunigungsmessung ist die Erfassung der Eigenfrequenzen der Hänger um die schwache Achse. Bei rechteckigen Hängerprofilen wird die starke Achse in der Regel vernachlässigt, da eine händische Anregung aufgrund der signifikant höheren Steifigkeit nicht umsetzbar ist. Damit die tatsächlichen Bauteileigenfrequenzen ohne den Einfluss von Verkehrslasten bestimmt werden können, sind für die Auswertungen ausschließlich Anregungen infolge der Hammerschläge relevant. Je Hänger werden mindestens drei Ausschwingvorgänge aufgezeichnet, wobei ausschließlich die Beschleunigung um die schwache Achse, d. h. in Brückenquerrichtung (Y_{ACC}), berücksichtigt wird.

Im Rahmen der Messung eines Hängers wurde das Abklingverhalten der Schwingung nach Anregung aufgezeichnet. Anschließend wurde mit einer FFT (s. Kapitel 2.3) das Amplitudenspektrum (s. Abb. 2) berechnet, wobei aufgrund der Messfrequenz von 4000 Hz eine Frequenzauflösung von 0,03 Hz sichergestellt wurde.

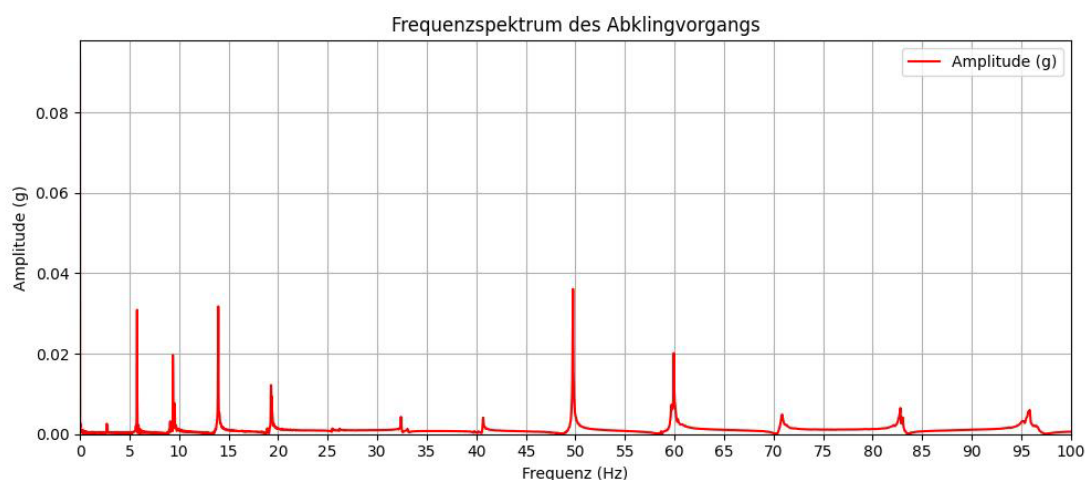


Abb. 2: Amplitudenspektrum des Hängers H6S.

Für jeden Hänger konnten aus dem Spektrum die ersten vier Eigenfrequenzen ermittelt werden; dargestellt sind später jedoch ausschließlich jene, zu denen ein Vergleich mit geodätischen Messmethoden möglich war (s. Kapitel 4.2 und 4.3 für die Ergebnisse).

4.2 Profilschans

Da keine identischen Punkte in zwei aufeinanderfolgenden Messprofilen vorliegen, ist eine räumliche Prozessierung der TLS-Daten notwendig, um aus den erfassten Messpunkten vergleichbare Punkte zu generieren. Die in dieser Arbeit angewendete Prozessierungsart stellt eine angepasste Version der raum-zeitlichen Prozessierung nach Schill (2017) dar (s. Abb. 3).

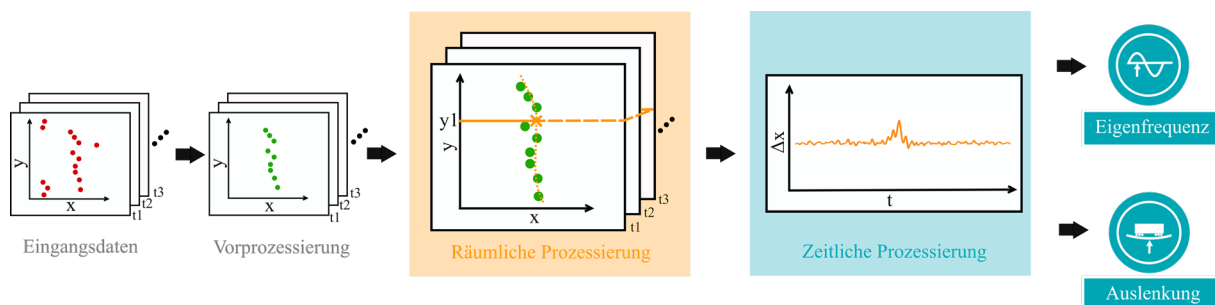


Abb. 3: Schematische Darstellung der raum-zeitlichen Prozessierung nach Schill (2017).

Vorprozessierung

Zunächst wird das Messprofil auf die tragwerksrelevanten Punkte reduziert. Bereits geringe Unebenheiten wie Schrauben im Tragwerk können zu einer zu komplexen räumlichen Approximation führen, weshalb die tragwerksrelevanten Punkte zudem bereinigt werden. Da in den hier vorgestellten Untersuchungen überwiegend glatte Oberflächen betrachtet werden, werden sowohl die Selektion als auch die Ausreißerbeseitigung manuell durchgeführt.

Räumliche Prozessierung

Eine Möglichkeit der räumlichen Approximation der erfassten Profile ist die Modellierung mittels B-Spline-Kurven (vgl. Abschnitt 2.1). Auf Grundlage der tragwerksrelevanten Profilmesspunkte wird eine B-Spline-Kurvenschätzung durchgeführt, um eine kontinuierliche Repräsentation der Profile zu erzeugen. Dieses Modell erlaubt anschließend die Konstruktion identischer Punkte in den unterschiedlichen Messepochen und damit die temporale Auswertung. Anhand der resultierenden Residuen kann zudem eine Bewertung der Approximationsgüte erfolgen, wodurch gleichzeitig Rückschlüsse auf mögliche Ausreißer innerhalb der Messprofile ermöglicht werden. In Abb. 4 ist exemplarisch eine solche räumliche Approximation für den Hänger H6S dargestellt. Zusätzlich sind die Messprofilpunkte entsprechend der Größe ihrer Residuen farbcodiert visualisiert.

Zeitliche Prozessierung

Auf Basis der räumlichen Approximation durch die B-Splines können aus den verschiedenen Messepochen Zeitreihen abgeleitet werden. Für die Hänger ist eine Auslenkung in Y_{TLS} -

Richtung zu erwarten, entsprechend werden die Zeitreihen für feste Höhen des Hängers bestimmt ($Z_{TLS} = \text{konst.}$, siehe Abb. 5 für dreibeispielhafte Zeitreihen).

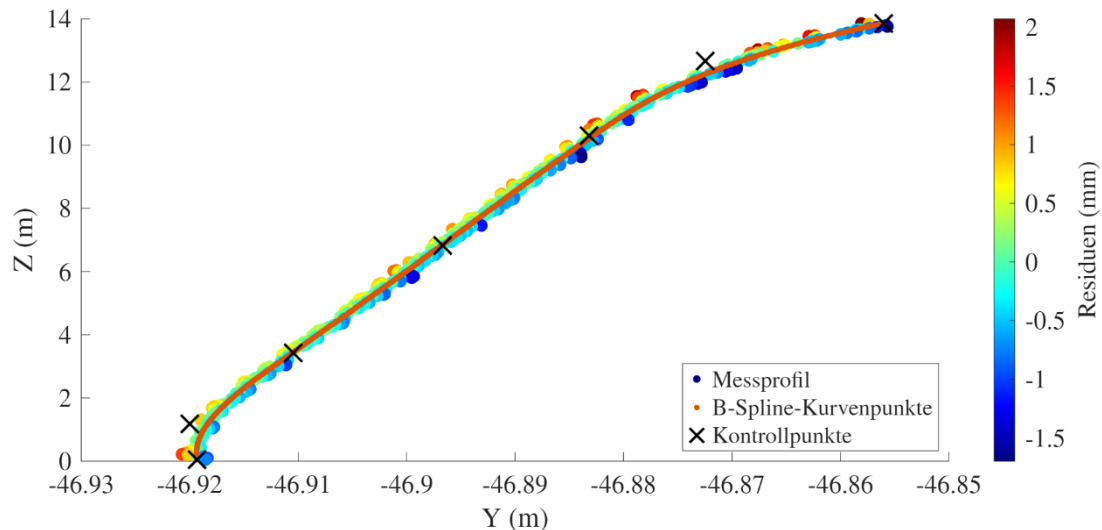


Abb. 4: B-Spline-Kurvenschätzung (rote Linie) des ersten Messprofils des Hängers H6S. Die originale Punktwolke ist nach den errechneten Residuen eingefärbt.

Bei einer Zugüberfahrt ist die Zeitreihe in drei Phasen unterteilbar, in denen unterschiedliche Eigenschaften ableitbar sind (s. Abb. 5):

- Ruhephase: Das Tragwerk befindet sich in einem ausreichenden Ruhezustand. Es sind keine systematischen Änderungen erkennbar; sowohl Mittelwert als auch Varianz der Zeitreihe bleiben über den betrachteten Zeitraum konstant. Die Genauigkeitsabschätzung kann über die Standardabweichung erfolgen.
- Zugüberfahrt: Das Tragwerk ist ausgelenkt. Es tritt eine deutliche Abweichung des Mittelwerts gegenüber der Ruhephase auf. Hier ist die größte Auslenkung zu erwarten.
- Ausschwingphase: Das Tragwerk kehrt in seine Ausgangslage zurück, der Mittelwert bleibt dabei nahezu konstant. Die Auslenkung nimmt jedoch zeitlich ab, da es sich um ein instationäres, gedämpftes Schwingungssignal handelt. Das Schwingverhalten ist auf die Eigenschwingung zurückzuführen.

Voraussetzung für die Auswertung der generierten Zeitreihen im Frequenzraum ist die Äquidistanz innerhalb der Zeitreihe, die durch lineare Interpolation erreicht wird; zudem ist eine Trendbereinigung nötig. Durch die anschließende Erstellung von Leistungs- und Amplitudenspektren (s. Abschnitt 2.3 und Abb. 5, unten) lassen sich die dynamischen Eigenschaften der Brücke ableiten.

Wie aus Abb. 5 ersichtlich wird, hängen die auftretenden dominanten Frequenzen dabei stark von der Position auf dem Hänger und der jeweiligen Phase ab.

Bei der Anregung durch den Hammerschlag kann nicht direkt in die einzelnen Phasen unterschieden werden, da die Auslenkung wesentlich geringer ist. Stattdessen erfolgt eine In-Situ-Genauigkeitsabschätzung über den MAD (s. Abschnitt 2.2).

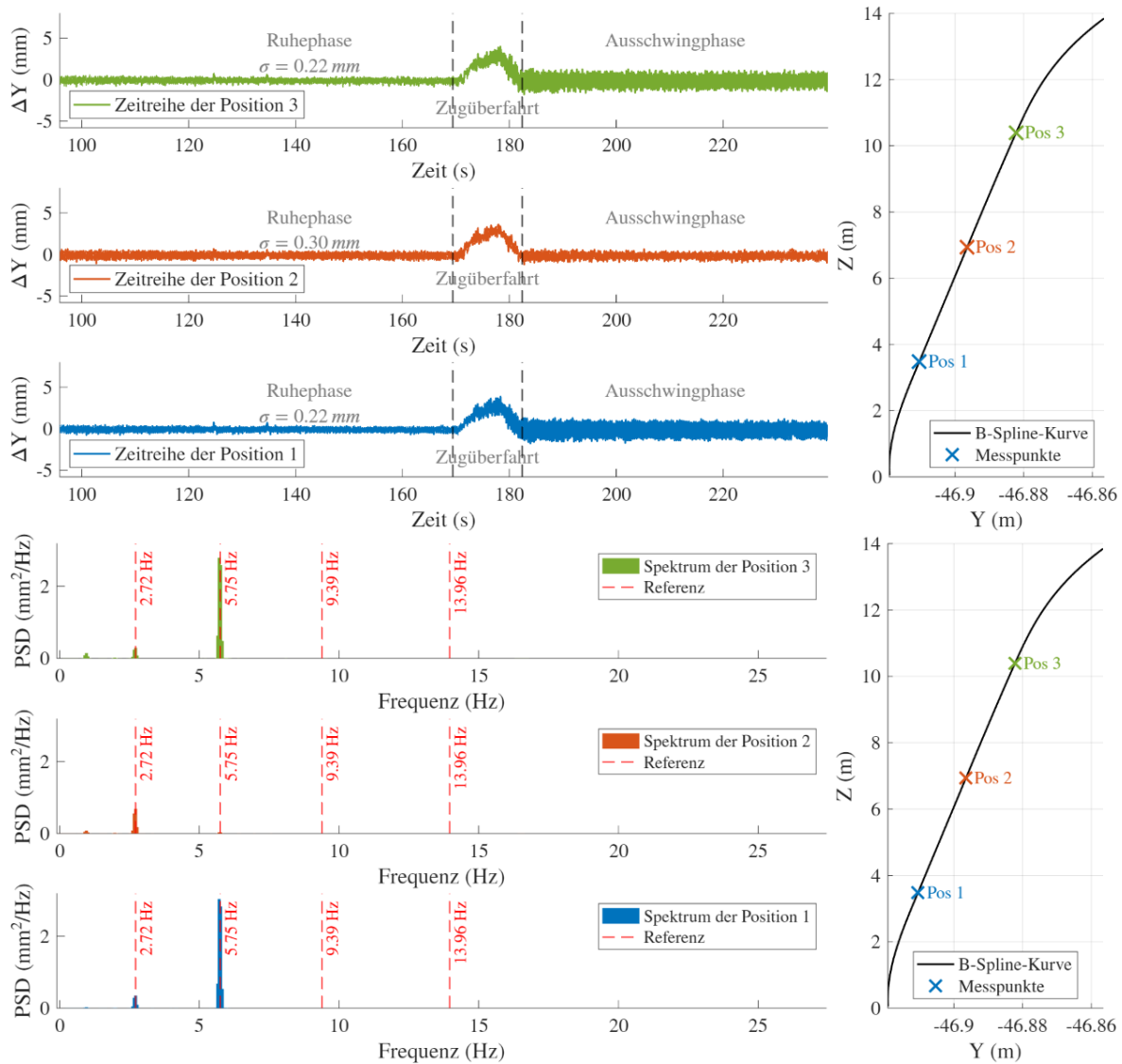


Abb. 5: Extrahierte Zeitreihen (oben) für drei Höhen (Pos. 1-3) auf dem Hänger mit zugehörigen Leistungsdichtespektren (unten).

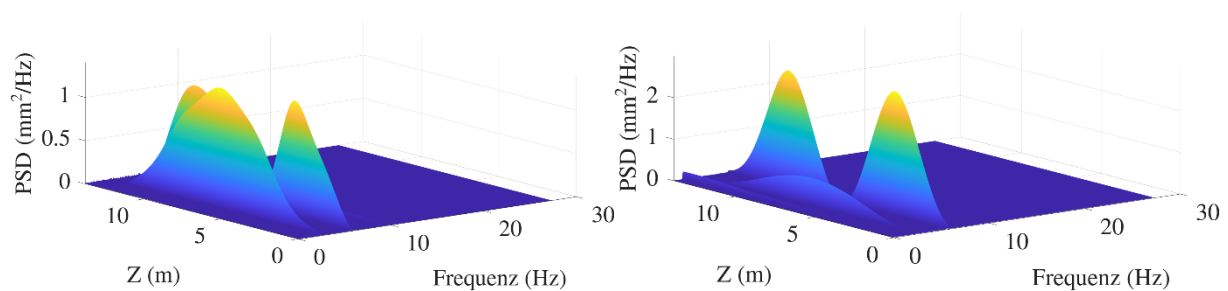


Abb. 6: Spektrogramm der Leistungsdichte aus Hammerschlag (links) und Ausschwingprozess der Zugüberfahrt (rechts)

Bei der räumlichen Prozessierung mittels B-Splines ist neben der punktuellen Auswertung auch eine quasi-raumkontinuierliche Betrachtungsweise möglich. Dabei wird für jeden ermittelten Kurvenpunkt eine eigene Zeitreihe gebildet, sodass eine ortsabhängige Analyse des zeitlichen Schwingungsverhaltens entlang der gesamten B-Spline-Kurve durchgeführt werden kann. Auf diese Weise ergeben sich 3D-Spektrogramme (s. Abb. 6).

Die Ergebnisse der TLS-Messungen sind für fünf beobachtete Hänger in Tab. 2 dargestellt. Aufgeführt sind die gemessenen Hänger sowie die jeweilige Referenzergebnisse der Beschleunigungssensormessungen. Zusätzlich sind die Standardabweichung der Ruhephase $\sigma_{\text{Ruhephase}}$ und der MAD zur Abschätzung der Koordinatenunsicherheit von einem Punkt mittig des Hängers angegeben. Auch die maximale Auslenkung ΔY_{max} dieses Punktes ist angegeben. Neben den Eigenfrequenzen f_{eigen} werden während der Zugüberfahrt weitere Frequenzen identifiziert, die unter f_{sonst} zusammengefasst sind.

Tab. 2: Ergebnisse der TLS-Messung (Hammerschlag und Zugüberfahrt).

Hänger	Referenz	Zugüberfahrt					Hammerschlag	
		$\sigma_{\text{Ruhephase}}$	MAD	f_{eigen}	f_{sonst}	ΔY_{max}	MAD	f_{eigen}
	(Hz)	(mm)	(mm)	(Hz)	(Hz)	(mm)	(mm)	(Hz)
H4S	3,49	-	-	-	-	-	0,18	3,75
H5S	3,76 7,76	0,15	0,10	3,75	0,96 1,98	3,3	-	-
H6S	2,72 5,75 9,39	0,30	0,11	2,72 5,71	0,96	3,7	0,17	2,71 5,75 9,37
H7S	3,02 Hz 6,33 Hz	0,14	0,26	2,99 6,30	0,96	11,8	0,57	3,20
H8S	3,67 Hz 7,60 Hz	0,08	0,08	3,63	0,96 1,97 3,00	3,2	0,13	3,65 7,58

4.3 Tachymeterdaten

Da die Tachymetermessung reflektorlos erfolgt, ist kein Tracking der kartesischen Koordinaten möglich; stattdessen wird ähnlich zu den TLS-Messungen die Auslenkrichtung vorgegeben. Die Auswertung erfolgt analog zur in Kapitel 4.2 beschriebenen zeitlichen und punktuellen Vorgehensweise. In Tab 3. sind analog zu Abschnitt 4.2 die Ergebnisse der Tachymetermessung dargestellt. Zur Genauigkeitsabschätzung sind auch hier der MAD und die Standardabweichung angegeben.

4.4 Zusammenfassung und Interpretation der Ergebnisse

Die Ergebnisse aus den vorherigen Abschnitten zeigen, dass sich sowohl mittels TLS als auch durch das Tachymeter Schwingungen der Hänger der Stabbogenbrücke aufdecken lassen. Die ermittelten Frequenzen zeigen insbesondere in der quasi-raumkontinuierlichen

Betrachtungsweise (s. Abb. 6) eindeutige Charakteristiken der Eigenfrequenzen bzw. deren Eigenformen. Das Amplitudenmaximum $A_{\max,1EF}$ der ersten Eigenfrequenz liegt in der Hängermite; an der Position von $A_{\max,1EF}$ ist die Amplitude der zweiten Eigenfrequenz gleich Null. Die erste Eigenfrequenz besitzt einen Schwingungsbauch, die zweite hingegen zwei Schwingungsbäuche. Diese ermöglichen eine eindeutige Zuordnung der Eigenfrequenzen.

Tab. 3: Ergebnisse der Tachymetermessung (Hammerschlag und Zugüberfahrt).

Hänger	Referenz	Zugüberfahrt					Hammerschlag	
		$\sigma_{\text{Ruhephase}}$	MAD	f_{eigen}	f_{sonst}	ΔY_{\max}	MAD	f_{eigen}
	(Hz)	(mm)	(mm)	(Hz)	(Hz)	(mm)	(mm)	(Hz)
H4S	3,49	-	-	-	-	-	0,15 mm	3,48
H5S	3,76	0,19	0,12	3,77	0,95 2,00	3,2	-	-
H6S	2,72 5,75	0,42	0,27	2,72 5,75	0,96 10,14	3,3	-	-
H7S	3,02 Hz 6,33 Hz	0,17	0,25	3,02 6,32	0,95	11,7	0,27	3,02
H8S	3,67 Hz 7,60 Hz	0,13	0,10	3,66 7,58	0,96 2,00 3,00	4,3	0,13	3,66 7,60

Bei den Tachymetermessungen hingegen ist diese Zuordnung über die Eigenschaften der Eigenfrequenzen nicht möglich, da die Betrachtungsweise punktuell erfolgt und auf einer Zeitreihe basiert. Dennoch sind auch hier Eigenfrequenzen detektierbar, jedoch hängen die aufgedeckten Frequenzen stark von der gewählten Position der Anzielung ab.

Die Referenzmessungen mittels Beschleunigungssensoren bestätigen die ermittelten Eigenfrequenzen. Diese Referenzmessungen liefern Ergebnisse bis zur vierten Eigenfrequenz. Mit den geodätischen Messmitteln konnte jedoch lediglich die Signifikanz der ersten beiden bzw. der ersten drei Eigenfrequenzen nachgewiesen werden. Der Grund hierfür liegt in der abnehmenden Amplitude der Eigenfrequenzen mit zunehmender Eigenfrequenzordnung.

Generell sind bis auf zwei Ausnahmen bei den Hammerschlagsversuchen (H4S und H7S) ausschließlich kleine Differenzen von ca. 0,01 bis 0,05 Hz sowohl zu den Referenzmessungen als auch zwischen den Messergebnissen von Tachymeter und TLS festzustellen. Die Messunsicherheit der Beschleunigungssensoren bei Messungen unter 10 Hz ist mit 1,1 % angegeben, womit die geodätischen Messergebnisse im Rahmen dieser Messunsicherheit liegen. Bei den geodätischen Messinstrumenten ist eine Unsicherheitsbestimmung der Frequenzbestimmung hingegen schwierig, da diese vom geräteinternen Zeitstempel abhängt, zu dem keine weiteren Informationen vorliegen. Zudem kann eine vorhandene Drift nicht

ausgeschlossen werden. Daher ist für zukünftige Arbeiten ein Zeitstempelgenerierung mittels einer GNSS-Antenne empfehlenswert.

Neben den ermittelten Eigenfrequenzen der Hänger selbst konnte bei den meisten Zugüberfahrten in den TLS- und Tachymeter-Daten eine weitere Frequenz bei ca. 1 Hz identifiziert werden. Die Amplitude dieser Frequenz nimmt mit der Höhe der Hänger zu. Aus diesem Grund konnten diese Frequenzen bei den Messungen der Beschleunigungssensoren aufgrund deren Positionierung am unteren Hängeranschlusspunkt nicht festgestellt werden. Es ist zu vermuten, dass diese Schwingung durch den Bogen induziert wird, weshalb sie im unteren Bereich der Brücke nicht bemerkbar ist. Diese Vermutung bestätigt sich durch eine weiterführende Untersuchung des Bogenabschnitts über den Hängern.

Ein weiterer relevanter Faktor ist die Auslenkung der Hänger bei einer Zugüberfahrt (ΔY_{\max} in Tab. 2 und 3). Da keine identischen Punkte bei den TLS- und Tachymetermessungen erfasst wurden und auch keine Transformation über Passpunkte realisiert wurde, ist ein Vergleich der ermittelten Auslenkungen zwischen diesen Messsystemen nur bedingt möglich. Dennoch ist grundsätzlich ein ähnliches Verhalten der Hänger festzustellen. Ein Vergleich der Auslenkungen zwischen den einzelnen Hängern ist ebenfalls nicht möglich, da keine Vergleichsmessungen unter identischer Belastung (Gewicht des Zuges, Anzahl der Waggon etc.) vorliegen.

Dennoch können anhand der Auslenkungen Aussagen über das Schwingverhalten getroffen werden. Durch die Verkehrslasten in Form der überfahrenden Züge kommt es zu einer Verdrehung (Torsion) des Randträgers sowie einer globalen vertikalen Deformation des Brückendecks. Gemeinsam mit der Bogenverschiebung werden dadurch Verschiebungen in den Anschlusspunkten der Hänger induziert. Im Zuge der dynamischen Anregung durch die überfahrenden Züge wird dann im ausgelenkten Zustand eine Schwingung im Hänger selbst hervorgerufen. Die Eigenfrequenzen der Hänger sind auch im ausgelenkten Zustand erkennbar. Nachdem der Zug die Brücke vollständig überquert hat, kehrt der Hänger in seine Ausgangsposition zurück, schwingt jedoch zunächst mit einer größeren Amplitude, die mit der Zeit abnimmt. Dieser Effekt ist durch den Dämpfungsfaktor beschrieben. Bei den meisten Hängern wurde die Dauer des Ausschwingprozesses unterschätzt, sodass die Messungen zu früh abgebrochen wurden. In zukünftigen Arbeiten kann das Potential der Identifikation dieses Faktors untersucht werden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurde berührungslos messende geodätische Sensorik (TLS im Profilmodus und Tachymeter) zur Bestimmung dynamischer Eigenschaften einer Brücke eingesetzt und die erzielten Ergebnisse wurden mit denen von klassischen Beschleunigungssensoren verglichen. Generell konnte durch diese Arbeit nachgewiesen werden, dass die Schwingungseigenschaften eines Bauwerks mithilfe berührungslos messender geodätischer Messinstrumente identifiziert

werden können und dieses Verfahren somit zu einer erheblichen Aufwandsreduktion führt. In weiterführenden Arbeiten ist zu untersuchen, welche grundlegenden Voraussetzungen die betrachteten Bauwerke erfüllen müssen und welche Einschränkungen mit dem Einsatz dieses Verfahrens verbunden sind. Darüber hinaus bietet es sich an, im Rahmen des SHMs Bauwerke über einen längeren Zeitraum hinweg zu beobachten.

Danksagung

Wir bedanken uns bei Manfred Juretzko für seine Unterstützung bei den Messungen.

Literatur

- BUREICK J., NEUNER H., HARMENING C., NEUMANN I (2016): Curve and surface approximation of 3D point clouds. Allgemeine Vermessungsnachrichten (avn), 123(11-12), S. 315-327
- BLATTER C. (2003): Wavelets – Eine Einführung. 2. Auflage. Vieweg+Teubner Verlag. Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden.
- BERGH J., EKSTEDT F. & LINDENBERG M. (2007): Wavelets mit Anwendungen in der Signal- und Bildverarbeitung. Springer Berlin Heidelberg New York.
- DONOHOO D. & JOHNSTONE I. (1994.): Ideal spatial adaption by wavelet shrinkage. Biometrika 81.3,
- HARMENING C. (2020): Spatio-temporal deformation analysis using enhanced B-spline models of laser scanning point clouds, Dissertation, TU Wien.
- HARMENING C. & NEUNER H. (2016): Choosing the optimal number of B-spline control points (Part 1: Methodology and approximation of curves). Journal of Applied Geodesy, 10 (3), S. 139-157
- KUTTNER T. (2015): Praxiswissen Schwingungsmesstechnik. Springer Fachmedien Wiesbaden
- LAND BADEN-WÜRTTEMBERG (30.10.2025): Zustand der Brücken in Baden-Württemberg. Baden-Württemberg.de. URL: <https://vm.baden-wuerttemberg.de/de/mobilitaet-verkehr/auto-und-lkw/strasseninfrastruktur/zustand-der-bruecken-in-baden-wuerttemberg> (Zugriff: 22.12.2025).
- LEICA GEOSYSTEMS AG (o.D.): Leica Nova MS60 MultiStation – Datenblatt.
- PARHI K. & AYINALA M. (2014): Low-Complexity Welch Power Spectral Density Computation. IEEE Transactions on Circuits and Systems I: Regular Papers, 61 (1), S. 172-182
- PIEGL L. & TILLER W. (1997): The NURBS Book. 2. Auflage. Springer.
- PCB PIEZOTRONICS (o.D.): Triaxiale ICP® -/IEPE-Miniaturvibrationssensoren- Broschüre
- SCHILL F. (2017): Überwachung von Tragwerken mit Profilsclannern. Dissertation. Technische Universität Darmstadt.
- SCHWARZ G (1978): Estimating the Dimension of a Model. The Annals of Statistics, 6, S. 461-464.
- NEITZEL F. & SCHWARZ W. (2016): Schwingungsuntersuchungen – Ein Beitrag zum Monitoring im Bauwesen. Teil des Handbuchs der Geodäsie, Band: Ingenieurgeodäsie, Springer.
- RICHTLINIE 804: Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instandhalten, Modul 8014.9010 – Richtzeichnungen „Stählerne Eisenbahnbrücken, DB Netz AG, 2012.
- ZOLLER + FRÖHLICH GMBH (o.D.): Z+F IMAGER® 5016– Datenblatt.

Monitoring von schuttbedeckten Gletschern gezeigt am Beispiel des Gössnitzkeeses (Schobergruppe, Hohe Tauern) – Methoden und Klimarelevanz

Viktor KAUFMANN¹ ([ORCID](#)) & Andreas KELLERER-PIRKLBAUER² ([ORCID](#))

¹ Institut für Geodäsie, Technische Universität Graz, viktor.kaufmann@tugraz.at

² Institut für Geographie und Raumforschung, Universität Graz

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-023](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-023), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Einleitung

Die Klimaveränderung führt in nahezu allen alpinen Regionen der Erde zu einem verstärkten Abschmelzen der Gletscher. Mit dem Gletscherrückgang ist meist eine verstärkte Schuttbedeckung, vorzugsweise in den Ablationsbereichen der Gletscher (Zungenenden), verbunden. Für glaziologische und klimatologische Studien ist eine Zeitreihenanalyse der Vergletscherung für einzelne Gletscher bzw. auch Gebirgsregionen unerlässlich. Klassische Zustandsparameter der jeweils aktuellen Vergletscherung sind u.a. die geometrischen Größen wie Fläche, ein absoluter Wert, und Eisdicken- und Volumenänderung und Fließgeschwindigkeit, als Relativwerte. Durch die angesprochene Zunahme der Schuttbedeckung ist es schwieriger geworden – das Gletschereis ist häufig nicht mehr direkt sichtbar, nicht nur vor Ort im Gelände, sondern auch in Fernerkundungsbildern – den aktuellen Gletscherrand klar bzw. überhaupt abzugrenzen: In vielen Fällen ist das Oberflächensubstrat (Blockwerk, Schuttmaterial, teilweise sogar mit Pionierpflanzenbewuchs und initialer Bodenbildung bei entsprechendem, eher feinkörnigem Substrat) der Gletscher und deren Umgebung in Textur und spektraler Signatur zum Verwechseln ähnlich. Für großräumige Gletscherstudien sind Fernerkundungsmethoden unerlässlich, wobei hier vorzugsweise flugzeug- bzw. satellitengestützte Methoden zum Einsatz kommen. In-situ-Messungen werden aufgrund des großen Aufwandes (Zeit und Kosten) meist nur für glaziologische Detailstudien bzw. zur Verifikation von Auswertergebnissen basierend auf der Fernerkundung durchgeführt.

In diesem Beitrag wird am Beispiel des Gössnitzkeeses, einem kleinen, stark schuttbedeckten Kargletscher in der Schobergruppe, Hohe Tauern gezeigt, wie die vorhin angesprochene Gletscherkartierung mit Hilfe von Luftbildzeitreihen – trotz starker Schuttbedeckung – erfolgreich durchgeführt und mit geodätischen In-situ-Messungen sinnvoll ergänzt werden kann. Die Ermittlung der spezifischen Kenndaten der Gletscher ist nicht Selbstzweck, sondern dient in optimaler Weise klimatologischen Studien zur Abklärung der Auswirkung der lokalen/globalen Klimaänderung auf die Kryosphäre (Gletscher, Permafrost) im Gebirge und die Landschaftsgenese, aktuell aber auch in Zukunft. Zu diesem Zweck werden in diesem Beitrag für das Gössnitzkees ermittelte geometrische Kenngrößen mit Temperaturzeitreihen korreliert und somit in glaziologisch-klimatologischen Wert gesetzt.

2 Arbeitsgebiet

Das Gössnitzkees – Kees ist ein in Salzburg, Tirol, Südtirol und Kärnten verwendeter Begriff für Gletscher und leitet sich aus dem mittelhochdeutschen Wort für Eis und Frost ab – befindet sich im Talschluss des Gössnitztales im Kärntner Teil der Schobergruppe, Hohe Tauern (Abb. 1). Die Schobergruppe (Fläche ca. 386,5 km², 36 Gipfel über 3000 m) ist eine wenig erschlossene Gebirgsgruppe, die bundesländerübergreifend in Kärnten und Tirol (Osttirol) liegt und aufgrund ihrer landschaftlichen Unversehrtheit und Schönheit auch Teil des Nationalparks Hohe Tauern ist. Diese Gebirgsgruppe ist aufgrund ihrer geographischen Lage klimatologisch kontinental, mit relativ geringen Niederschlägen, geprägt, was sich auch in einer relativ geringen Vergletscherung (Gletscherinventar/GI 3 aus dem Jahr 2009: 0,7 %, FISCHER et al. 2015) widerspiegelt. Die geologischen Gegebenheiten (Altkristallin mit Glimmerschiefer und verschiedenen Typen von Gneisen; bedingt durch die starke tektonische Beanspruchung neigt dieses Gestein zur Bildung von Blockwerk und Schutt förderlich für schuttbedeckte Gletscher und Blockgletscher) in Kombination mit der geringen Vergletscherung vermitteln ein insgesamt gesteins-dominiertes Landschaftsbild, das durch den fortschreitenden Gletscherrückgang überdies verstärkt wird. Das Gössnitzkees (GI 3, 0,498 km²) ist ein nordexponierter, von Lawinen genährter Kargletscher. Aus glaziologischer Sicht ist ein wirkliches Nähr- bzw. Akkumulationsgebiet für diesen Gletscher unter den aktuellen Rahmenbedingungen (Topographie, Klima) nicht mehr gegeben. In seltenen Fällen überdauern kleine Altschneeflecken in den Couloirs unterhalb der Klammerköpfe die Sommermonate (Abb. 2). Im Jahr 2025 zeigte sich das Gössnitzkees stark schuttbedeckt und war visuell kaum mehr existent (Abb. 2). Die aktuelle Oberflächenmorphologie zeigt einen offensichtlichen Zerfallsprozess des einst größten Gletschers der Schobergruppe an (um 1850 noch ca. 1,6 km²). Die aktuellen klimatischen Bedingungen begünstigen nicht nur das weitere Abschmelzen der vorhandenen Gletscherreste, sondern auch das Auftauen des außerhalb der vergletscherten Flächen befindlichen Permafrosts, was sich u.a. durch verstärkten Steinschlag aus den Gehängen der Klammerköpfe bemerkbar macht. So musste aufgrund der aktuellen Gefährdung durch Steinschlag ein alpiner Steig über die Klammerscharte (Verbindung Elberfelder Hütte zur Adolf-Noßberger-Hütte) zuerst gesperrt und später sogar aufgelassen werden (vgl. Abb. 2).

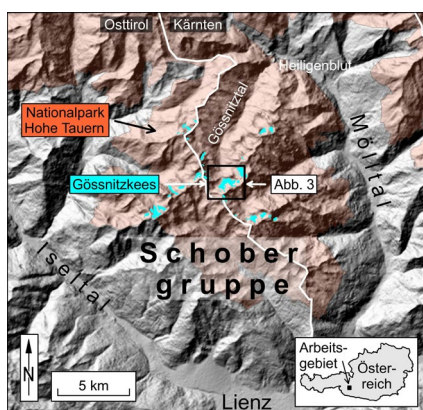


Abb. 1: Lage des Arbeitsgebietes im Kärntner Teil der Schobergruppe in der Kernzone des Nationalparks Hohe Tauern.



Abb. 2: Geodätische Vermessung. Blick in südöstlicher Richtung in den Talschluss des Gössnitztales mit dem unterhalb der Klammerköpfe gelegenen Gössnitzkees. Foto: V. Kaufmann, 29.8.2025.

3 Stand der Forschung

Die folgende Auflistung gibt einen Überblick zu unterschiedlichen Forschungsaktivitäten im Bereich des Gössnitzkeeses, die in letzten Jahrzehnten dort durchgeführt wurden.

(1) Österreichweites Gletschermessprogramm des Österreichischen Alpenvereins (ÖAV): 1982 wurde das Gössnitzkees und zwei weitere benachbarte Gletscher – und somit erstmals auch die Schobergruppe – durch G.K. Lieb und V. Kaufmann in das Messnetz des ÖAV eingebunden (LIEB 1987, FISCHER et al. 2018). Im Wesentlichen werden durch einfache Distanzmessungen (Maßband, Distometer) – Wiederholungsmessungen von mehreren eingemessenen Punkten pro Gletscher in genau definierten Richtungen – am Zungenende Vorstoß bzw. Rückzug des Gletschers erfasst. Die gesamte Messreihe wird jährlich aktualisiert (zuletzt LIEB & KELLERER-PIRKLBAUER 2025) und kann online eingesehen werden (GLETSCHERMONITOR 2026).

(2) Gletscherinventare 1969, 1998, 2009 und 2015: Die Gletscherfläche des Gössnitzkeeses der genannten Jahre wurde auch im Rahmen österreichweiter Gletscherinventuren (GI 1-4) erfasst (LAMBRECHT & KUHN 2007, KUHN et al. 2008, FISCHER et al. 2015, BUCKEL & OTTO 2018).

(3) Geodätische Messungen: 1996 wurde von V. Kaufmann und G. Kienast ein geodätisches Messnetz am Gössnitzkees eingerichtet und zwar mit der Absicht nicht nur die Gletscherlängenänderung, sondern auch die Eisdickenänderung und die Fließgeschwindigkeit des Gletschers alljährlich mit hoher Genauigkeit zu erfassen. Für die Bestimmung der Fließgeschwindigkeit wurden 10 Messpunkte auf markanten Felsblöcken permanent durch Farbmarkierungen signalisiert. Aus den Messungen kann auch die lokale Eisdickenänderung abgeleitet werden. Für die bessere höhenzonale Erfassung der Eisdickenänderung wurde ein Gletscherlängsprofil angelegt. Die anfangs mit einer Totalstation durchgeführten Messungen wurden 2014 auf die satellitengestützte Positionierung mittels RTK-GNSS umgestellt. Die alljährlichen Auswerteergebnisse können online eingesehen werden (KAUFMANN 2026).

(4) Terrestrisch-photogrammetrisches Aufnahmen: In Ergänzung zu den punktuellen geodätischen Messungen wurde 1997 ein terrestrisch-photogrammetrisches Messnetz, bestehend aus mehreren im Gelände (Gegenhang, Steig auf den Hornkopf) gut erkennbaren, mit Farbe und Bolzen markierten Punkten, eingerichtet. Ein für dieses Monitoring wichtiges Referenz-Stereomodell wurde jedoch bereits 1988 von R. Kostka und V. Kaufmann aufgenommen. Im Laufe der Zeit (1997-2015) kamen unterschiedliche analoge und digitale Kameras zum Einsatz (KAUFMANN & LADSTÄDTER 2008a, KAUFMANN & SEIER 2016).

(5) Terrestrisches Laserscanning: Als weitere leistungsfähige terrestrische Fernerkundungsmethode kam 2000 das terrestrische Laserscanning zum Einsatz. KELLERER-PIRKLBAUER et al. (2005) haben erstmals einen terrestrischen Laserscanner eingesetzt, um den zentralen Teil des Gössnitzkeeses in Form einer dichten Punktwolke einzuscannen. Aus dem Vergleich der Zeitreihenaufnahmen konnten Eisdickenänderung und morphologische Prozesse dokumentiert werden.

(6) Luftbildauswertung (Flugzeug & unmanned aerial vehicle/UAV): Eine erste dezidierte Gletscherkartierung für das Gössnitzkees aus Luftbildern erfolgte aus einer Luftbildbefliegung 1997 (LIEB 2000). Im Rahmen eines Forschungsprojekts hat G.K. Lieb aus Geländebefunden (Moränenstände 1850; letzte maximale Vereisung in der Kleinen Eiszeit),

vorhanden historischen Kartenwerken und zusätzlichen photogrammetrischen Luftbildauswertungen (1954, 1969, 1974, 1983 und 1992) die Gletschergeschichte des Gössnitzkeeses 1850-1997 rekonstruiert (KAUFMANN & PLÖSCH 2000). In Folgeprojekten wurden im Rahmen von zwei Bachelorarbeiten die Gletscherstände 2002, 2006, 2009 und 2012 erfasst (KAUFMANN & LADSTÄDTER 2008b, KAUFMANN & SULZER 2019). In Weiterführung der flächenhaften Gletscherkartierung wurde 2018 eine UAV-gestützte Luftbildbefliegung des zentralen Gletscherbereichs durchgeführt. Durch den Vergleich des daraus ermittelten Oberflächenmodells mit jenem von 2015 konnte die diesbezügliche Eisdickenänderung des Gletschers für den unteren Zentralteil flächendeckend erfasst werden (KAUFMANN & SULZER 2019).

4 Methodik

4.1 Luftbildauswertung

Datengrundlage

Digitale Luftbilder 2015, 2018 und 2021 wurden über das Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen (BEV 2026) bezogen (Tabelle 1). Kamerakalibrierungsprotokolle und Orientierungsdaten (Elemente der Äußerer Orientierung) wurden ebenfalls vom BEV zur Verfügung gestellt.

Tabelle 1: Übersicht der Luftbilddaten für das Gössnitzkees zwischen 2015 und 2021.

Archiv-nummer	Datum	Kamera	Bild-anzahl	Bodenauf-lösung (cm)
2015130	28.8.2015	UltraCam Eagle f100	12	17-30
2018160	28.9.2018	UltraCam Eagle M3	11	11-19
2021160	24.9.2021	UltraCam Eagle Mark 2	35	10-20

Die photogrammetrische Prozessierung der in Tabelle 1 gelisteten Luftbilder erfolgte mit der Software Agisoft Metashape Professional (Version 2.0.3, AGISOFT METASHAPE 2026). Als horizontales Datum wurde die Gauß-Krüger-Abbildung MGI/ Austria GK Central (EPSG Code 31255) gewählt. Die photogrammetrische Berechnung erfolgte jedoch in einem lokalen Koordinatensystem unter Berücksichtigung der Erdkrümmungskorrektur. Die Überprüfung der Genauigkeit der Georeferenzierung der erstellten digitalen Orthophotos ergab signifikante Lageversätze, die nicht vernachlässigt werden konnten. In weiterer Folge wurde deshalb der Bildverband 2021 als Referenzdatensatz für die Georeferenzierung der beiden anderen Epochen herangezogen. Die Bildverbände 2015 und 2018 wurden in zwei separaten bi-temporalen Bündelblockausgleichungen (2018+2015, 2018+2018) photogrammetrisch in Agisoft Metashape orientiert, wobei durch Maskieren der vergletscherten Gebiete im Referenzdatensatz

die bi-temporale Verknüpfung über stabile Verknüpfungspunkte sicher gewährleistet werden konnte. Die Rückprojektionsfehler lagen bei $\pm 0,24$ pixel (2015) bzw. $\pm 0,35$ pixel (2018).

Oberflächenmodelle und Orthophotos

Ausgehend von den hochaufgelösten Oberflächenmodellen (vermaschte 3D-Punktwolken) wurden 2D-Höhenraster (digitale Oberflächenmodelle/DOMs) sowie dazugehörige digitale Orthophotos (DOPs) mit zueinander gleicher Auflösung von 20 cm berechnet. Für die weitere Analyse der DOMs erfolgte eine Aggregation der Rasterweite auf 1 Meter.

Gletscherflächen

Die epochenweise Erfassung der Gletscherränder erfolgte primär über die Uferlinie (Null-Isolinie) von bi-temporalen Oberflächendifferenzmodellen. Im Falle eines Gletscherrückgangs beschreibt die Null-Isolinie den Gletscherrand der älteren Epoche. Bei einem etwaigen Gletschervorstoß (Zunahme der Eisdicke) ergäbe sich der Gletscherrand der jüngeren Epoche. Bei gleichbleibender Geländehöhe (somit stationäres Verhalten des Gletschers an diesem Bereich) versagt jedoch die beschriebene Methode und es kann nicht auf die Veränderung der Gletscherausdehnung zurückgeschlossen werden. In diesem Fall kann der Gletscherrand entweder aus einem zeitlich vorherigen Stand übernommen oder interaktiv (2D/3D) aufgrund der vorhandenen Phototextur (DOP) und den überlagerten bi- bzw. multitemporalen Höhenschichtlinien konkordant mit den schon vorhandenen Gletscherrändern bestmöglich abgeschätzt werden. Inhärentes Rauschen der ermittelten Höhendifferenzen wurde durch einen 3x3-Gauß-Filter reduziert. Eine Kurvenglättung des so ermittelten Gletscherrandes wurde durch Anwendung des Douglas-Peucker-Algorithmus erzielt. Für die klärende Abgrenzung der Gletscherflächen kann auch auf die Oberflächenbewegung (Kap. 4.1.5) zurückgegriffen werden. Die in einer Vorstudie ermittelte Gletscherfläche für 2012 musste dem dargestellten Konzept folgend klarerweise mit Hilfe einer jüngeren Epoche wie z.B. 2018 nachgeführt werden.

Flächen- und Volumenänderung

Gletscherflächen und DOMs bilden einen multitemporalen Geodatenbestand, der nach verschiedenen Gesichtspunkten analysiert werden kann. Die Eisdickenänderung ergibt sich über die boolesche Schnittmenge/Intersection der Gletscherflächen, die Volumenänderung über die diesbezügliche Vereinigung/Union.

Fließgeschwindigkeit

Die horizontale Fließgeschwindigkeit für den Beobachtungszeitraum 2015-2018-2021 wurde mit einer Matlab-Routine flächendeckend durch Bildkorrelation der multitemporalen DOPs ermittelt (KAUFMANN et al. 2021). Die Berechnung der 2D bzw. 3D Bewegungsvektoren erfolgte in einem 5 m x 5 m Raster mit einem 31 pixel x 31 pixel (6,2 m x 6,2 m) großen Korrelationsfenster. Subpixel-Genauigkeit in den beiden Koordinatenrichtungen wurde durch Interpolation einer Parabel an der Stelle des Korrelationsmaximums erzielt. Die Ausreißerdetektion erfolgte mit Filtern (Back-Matching, Glattheit der 2D-Verschiebungsvektoren in Richtung und Betrag, Singularität, Konsistenz der Bewegungsrichtung mit der aus dem DOM berechneten Falllinie). Die Genauigkeiten der ermittelten Fließgeschwindigkeiten errechneten sich mit $\pm 2,2$ cm/Jahr (1 σ -Schranke) für 2015-2018 bzw. jeweils $\pm 1,8$ cm/Jahr für die Zeiträume 2018-2021 und 2015-2021 (vgl. Abb. 5). Keine Bewegungsinformation konnte in Bereichen mit Alt- bzw. Neuschnee, entlang der Schlagschattenränder, in Zonen größerer Massenumlagerung sowie in Bereichen von Bewegungsinhomogenitäten (bewegt/stabil) gewonnen werden.

4.2 Geodätische Messungen

Eisdickenänderung

Die Eisdickenänderung im unteren Zentralbereich des Gössnitzkeeses wurde einerseits entlang eines Längsprofils und andererseits an 10 markierten Messpunkten (S0-S9) aus den alljährlichen geodätischen Messungen seit 1996 ermittelt. Die Lage der Profillinie und der Messpunkte ist der Abb. 4 zu entnehmen. Über die Jahre sind mehrere der 10 Messpunkte eisfrei geworden (siehe Kapitel 5.2).

Fließgeschwindigkeit

Auf Basis der jährlichen geodätischen Messungen an den 2025 noch relevanten Messpunkten entlang des Profils lässt sich auch die Fließgeschwindigkeitsveränderung im Zeitraum 1996 bis 2025 gut quantifizieren. Da die Messpunkte relativ gleichmäßig über die vertikale Erstreckung des Gletschers verteilt sind, beschreibt dies gleichzeitig auch sehr gut die Veränderung der Kinematik, im Sinne von abnehmender Gletscherfließbewegung und Inaktivierung.

4.3 Klimamonitoring

Im September 2006 wurde in mehreren Gebirgsregionen Mittel- und Ostösterreichs ein Netzwerk zur kontinuierlichen Überwachung der Bodenoberflächen- und bodennahen Temperatur mittels Miniaturtemperaturdatenlogger (MTD) eingerichtet und in weiterer Folge erweitert (KELLERER-PIRKLBAUER et al. 2025). Für die gegenständliche Arbeit wurden die Bodentemperaturdaten von zwei dieser Standorte verwendet. Ein Standort befindet sich im oberen Bereich eines Blockgletschers im 2,5 km entfernten Hinterem Langtalkar auf einer Höhe von 2693 m (HLC-UP-N). Ein zweiter Standort liegt direkt im Gletschervorfeld des Gössnitzkeeses auf 2598 m (GOE-PR), wobei dort in zwei Tiefen die Bodentemperatur automatisch gemessen wird (0, 30 cm). Die verwendeten MTDs sind Datenlogger der Firma

GeoPrecision mit PT1000-Temperatursensoren und stündlicher Temperaturmessung. Des Weiteren wurden in dieser Studie Lufttemperaturdaten der automatischen Wetterstation im Hinteren Langtalkar (HLC-AWS; 2655 m) verwendet (vgl. KELLERER-PIRKLBAUER & KAUFMANN 2012, 2018). Für jeden der genannten Standorte wurden die Jahresmitteltemperatur für die Messperioden 1.8. bis 31.7. des Folgejahres berechnet (Boden- und Lufttemperatur).

5 Ergebnisse

5.1 Gletscherveränderung auf Basis von Luftbildanalysen

In der Karte der Vergletscherung 1850-2021 (Abb. 3) ist der Gletscherrückgang und der damit einhergehende, gegenwärtige Zerfall des Gössnitzkeeses in mehrere Teilbereiche gut zu erkennen. Ein fünfter, zukünftiger Teilbereich entwickelt sich am unteren Gletscherende, in jenem Bereich, wo die geodätischen Messungen momentan noch stattfinden. Dieser Gletscherteil wird wahrscheinlich als Toteisbereich noch einige Jahre existent sein, da aufgrund der Höhe und der Permafrost-affinen Bedingungen, das Abschmelzen des schuttbedeckten Untergrundeises verlangsamt wird.

Tabelle 2 listet die geometrisch-glaziologischen Kenngrößen des Gössnitzkeeses, die aus der gegenständlichen Luftbildauswertung 2015-2021 abgeleitet wurden. Für Vergleichszwecke ist der glaziologische Hochstand von 1850 („Kleine Eiszeit“) angeführt. Der Gletscherstand von 2012 (KAUFMANN & SULZER 2019) wurde nachgeführt.

Abbildung 4 zeigt eine graphische Darstellung der mittleren jährlichen Eisdickenänderung des Gössnitzkeeses für den Zeitraum 2015-2021. Zu beachten sind die teilweise recht hohen Werte von mehr als -2 m/Jahr für die unteren Gletscherteile in den Bereichen von Gössnitzkees West (Bereich ①) und Ost (Bereich ②).

Die maximalen Bewegungsraten für den Zeitraum 2015-2021 betragen 115 cm/Jahr für den westlichen (Bereich ①) bzw. 118 cm/Jahr für den östlichen Teil (Bereich ②) des Gössitzkeeses. Für den Zeitraum 2015-2018 ergab sich ein absolutes Bewegungsmaximum von 156 cm/Jahr für den westlichen Teil. Vergleiche dazu die Abbildung 5.

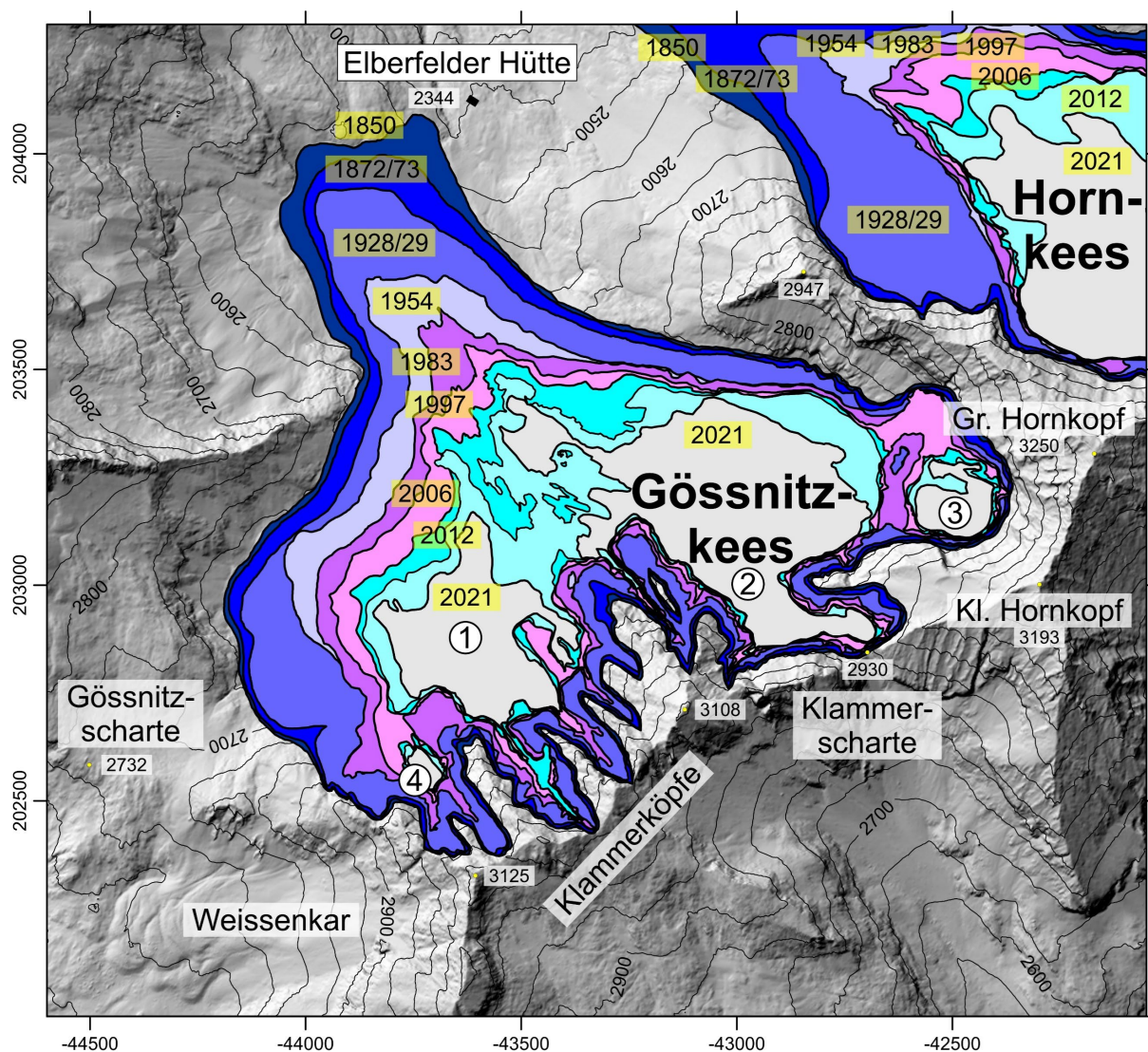
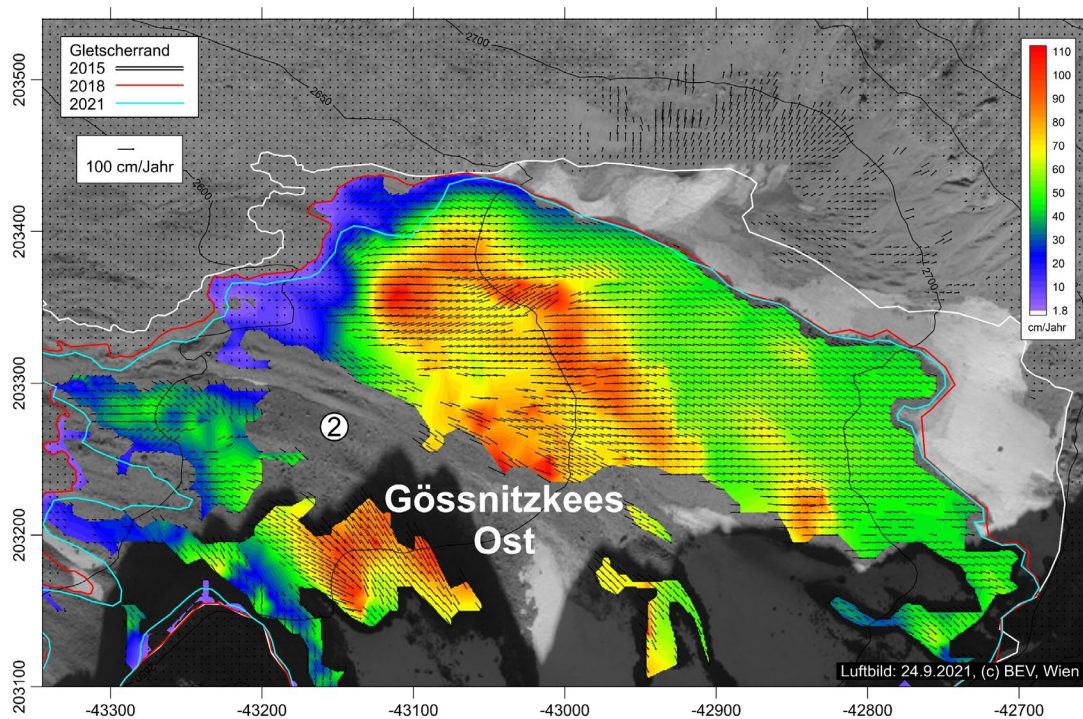
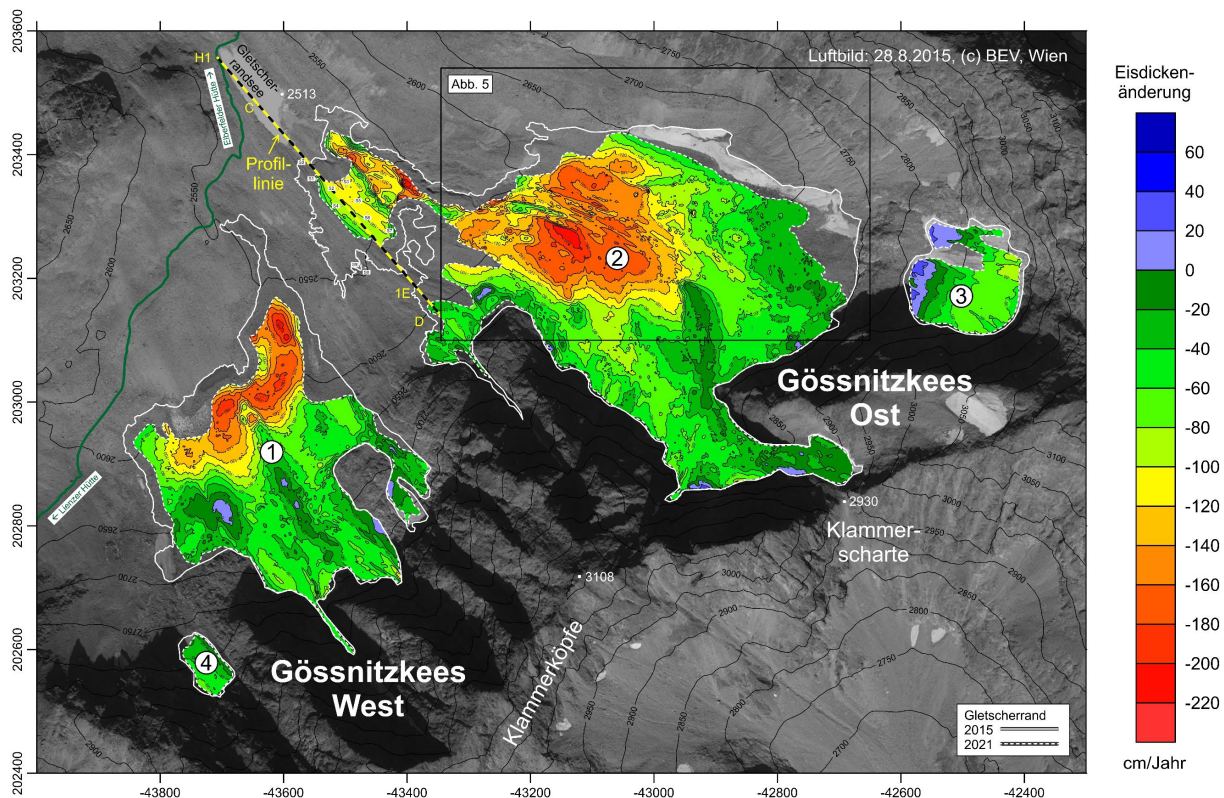


Abb. 3: Karte des Gössnitzkeeses für die verschiedenen Stände zwischen 1850 (letzter Hochstand in der sogenannten „Kleinen Eiszeit“, erkennbar im Gelände an markanten Seiten- und Endmoränen) und 2021. Geländere relief: ALS-Daten, 2012, <https://kagis.ktn.gv.at/>.

Tabelle 2: Flächen, Flächen- und Volumenänderung sowie Eisdickenänderung für ausgewählte Jahre seit 1850.

Jahr	Fläche (km ²)	Flächenänderung (%) bzgl. 1850	Volumenänderung (m ³) zur Vorepoche	Mittlere Eisdickenänderung (cm/Jahr) zur Vorepoche
1850	1,555			
2012	0,529	-66,0	-89,046 10 ⁶	-50
2015	0,471	-69,7	-0,768 10 ⁶	-52
2018	0,399	-74,3	-1,414 10 ⁶	-105
2021	0,364	-76,6	-0,465 10 ⁶	-40



5.2 Gletscherveränderung auf Basis von geodätischen Messungen

Die Eisdickenänderung des Gössnitzkeeses entlang des geodätisch gemessenen Längsprofils ist in Abb. 6 dargestellt.

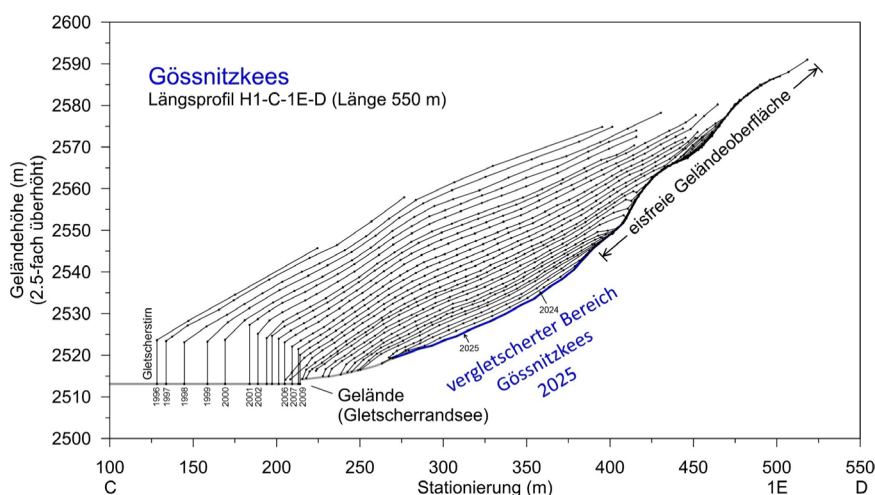


Abb. 6: Eisdickenänderung 1996-2025 am Gössnitzkees entlang der Profillinie. Vergleiche mit Abbildung 4.

Aufgrund der anhaltenden Gletscherschmelze waren im Sommer 2025 von den ursprünglich 10 Messpunkten nur mehr 4 (S4-S7) nutzbar – die übrigen befinden sich schon auf eisfreiem Terrain – sowohl oberhalb als auch unterhalb der heute noch existierenden Eismasse (vgl. Abb. 4). Die Erkenntnisse aus der Luftbildanalyse werden durch die geodätischen Messungen – zumindest für den unteren zentralen Gletscherbereich – bestätigt. Die Eisdickenänderung betrug bis in die 2010er Jahre zumeist mehr als -1,5 m/Jahr und liegt aktuell in diesem Bereich nur mehr bei etwa -1 m/Jahr (Abb. 7 und 8). Aufgrund der kontinuierlichen Verringerung der Eismächtigkeit ergibt sich dort auch eine damit einhergehende Verringerung der Fließgeschwindigkeit (Abb. 9). Auffallend in allen drei hier gezeigten Abbildungen 7 bis 9 sind neben dem Trend auch die starken Schwankungen von Jahr zu Jahr, der Trend ist erst durch die lange Datenreihe erkennbar.

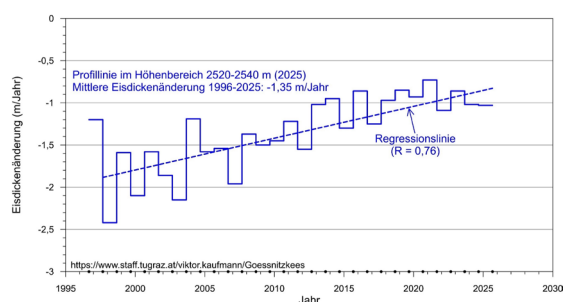


Abb. 7: Eisdickenänderung Gössnitzkees 1996-2025 in der Profillinie.

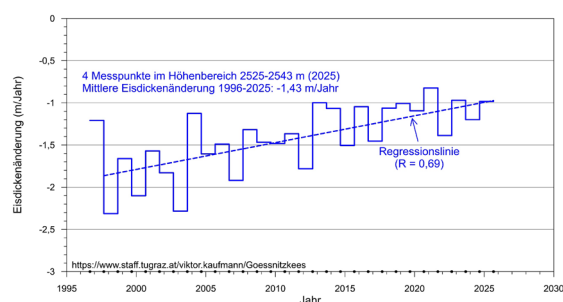


Abb. 8: Eisdickenänderung Gössnitzkees 1996-2025 an 4 markierten Punkten.

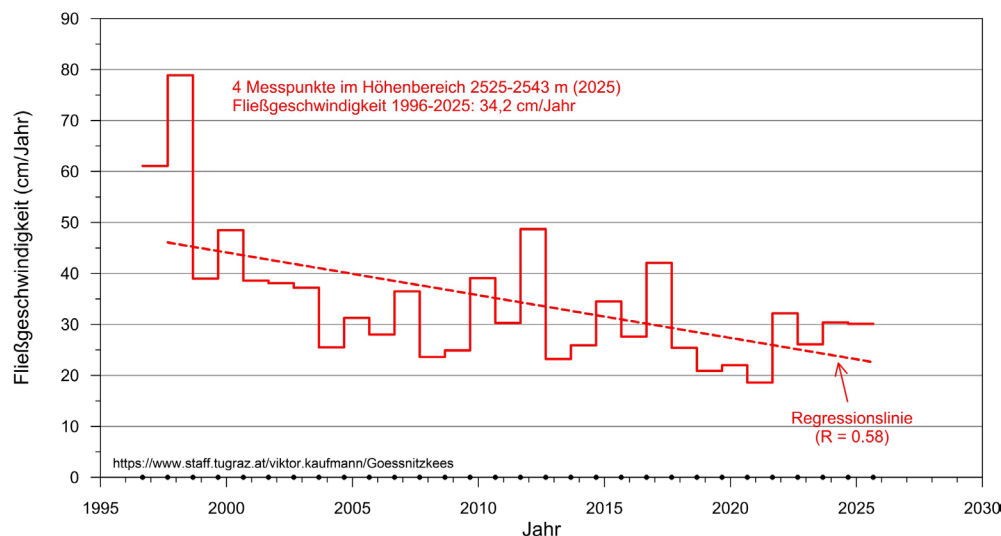


Abb. 9: Fließgeschwindigkeit Gössnitzkees 1996-2025 an 4 markierten Punkten.

5.3 Klimatische Veränderungen im Untersuchungszeitraum

Abbildung 10 zeigt die Entwicklung der Jahresmitteltemperatur an den drei Standorten im Zeitraum 2007-2025 (für HLC-UP-N und HLC-AWS) bzw. 2015-2025 (GOE-PR). Deutlich ist der Erwärmungstrend in allen Datenreihen zu erkennen, wobei am Standort GOE-PR bedingt durch die kürzere Datenreihe dieser Trend ausgeprägt ist. Der Erwärmungstrend liegt bei den Bodentempersensoren HLC-UP-N sowie GOE-PR-0cm bei 0,05 bis 0,07°C/Jahr, jener der Lufttemperatur sogar bei über 0,1°C/Jahr. Die Trends sind für die Langzeitdaten von HLC-UP-N (Bodentemperatur) und HLC-AWS (Lufttemperatur) auch statistisch signifikant. Ähnliche signifikante Trends lassen sich auch an anderen Messtandorten im Ostalpenraum erkennen (KELLERER-PIRKLBAUER & LIEB 2023, KELLERER-PIRKLBAUER 2026)

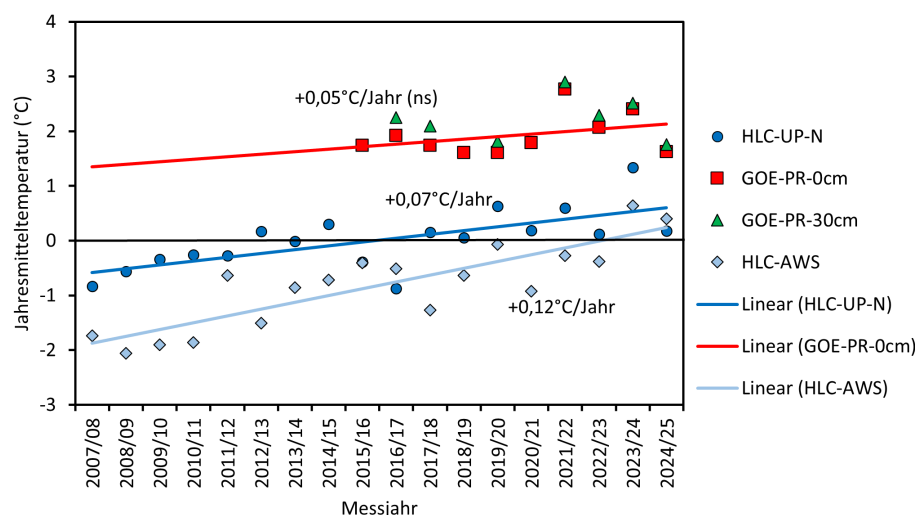


Abb. 10: Entwicklung der mittleren jährlichen Luft- und Bodentemperatur im Bereich des Gössnitzkeeses zwischen 2007 und 2025 (Messjahre hier: 1.8. bis 31.7. des Folgejahres).

6 Diskussion

6.1 Kombination von Luftbild- mit geodätischen Daten

Durch die zunehmende Schuttbedeckung verbessert sich aus photogrammetrischer Sicht die Oberflächenrekonstruktion wesentlich. Vorhandene Schnee- bzw. Blankeisflächen zeigen oftmals Korrelationsmängel – die Oberfläche kann nicht 3D rekonstruiert werden. Moderne digitale Luftbildkameras können diesem Phänomen durch hohe radiometrische Auflösung schon gut entgegenwirken. Die Ableitung der Gletscherränder durch Differenzbildung von zeitunterschiedlichen DOMs funktioniert nur dann gut, wenn die Eisdickenänderung signifikant von Null verschieden ist. Bei einer negativen Eisdickenänderung zwischen zwei Datensätzen, wovon momentan auszugehen ist, kann nur der ältere der beiden Gletscherstände rekonstruiert werden. Für die (gesicherte) Ermittlung der aktuellen Gletscherausdehnung ist eine weitere, jüngere Vergleichsepoche notwendig. Der in diesem Aufsatz beschriebene halbautomatische Prozess der Findung der Gletscherränder könnte durch den Einsatz von KI-Methoden theoretisch vollkommen automatisiert werden, wobei eine Plausibilitätsprüfung des Ergebnisses trotzdem natürlich durchgeführt werden sollte. Die geodätischen Messungen liefern aufgrund der geringen Punktdichte entlang eines Profils nur beschränkte Informationen in Hinblick auf den Gletscherzustand. Die Messungen haben jedoch eine höhere temporale Auflösung, ergänzen die Ergebnisse aus der Fernerkundung und können überdies zur Überprüfung derselben herangezogen werden. Aufgrund der geringen Größe des Gössnitzkeeses deckt das geodätische Profil im Wesentlichen auch den gesamten Gletscher in seiner Vertikalerstreckung ab. Die Eisdickenänderung nahm kontinuierlich seit den 1990er Jahren ab (Abb. 7 und 8), schwächte sich aber im Laufe der Zeit ab, bedingt durch den zunehmenden Abschmelzschutz der supraglazialen Schuttdecke.

6.2 Kombination von geometrischen Gletscherveränderungen mit Klimadaten

Wie in den Abbildungen 7 bis 9 gezeigt wurde, nahm die Gletscherdynamik markant seit den 1990er Jahr ab. Gleichzeitig nahm auch die Eismächtigkeit dramatisch ab. Kumuliert man die mittleren Höhenabnahme der vier verbliebenen Messpunkte für den Zeitraum 1996 bis 2025, so ergibt sich ein mittlerer Höhenverlust der Profillinie von -41,1 m. Der Vergleich der kumulativen Eisdickenänderung mit der Fließgeschwindigkeit (Abb. 11 links) zeigt, dass mit zunehmenden Eisverlust auch die Kinematik in Form der Fließgeschwindigkeit deutlich abnahm, was glaziologisch zu erwarten ist. Vergleich man die mittlere Jahreslufttemperatur an der nahe gelegenen meteorologischen Station im Hinteren Langtalar mit der Fließgeschwindigkeit (Abb. 11 Mitte) und der Eisdickenänderung pro Jahr (Abb. 11 rechts), so fällt auf, dass die Temperatur weder für die Fließgeschwindigkeit noch für die Eisdickenänderung der wichtigste Faktor zu sein scheint. Diese Grafiken zeigen des Weiteren, dass sich offensichtlich aufgrund der zunehmenden Schuttbedeckung und nicht aufgrund der tieferen Lufttemperaturen der Eisverlust über die Zeit abgeschwächt hat. Die Fließgeschwindigkeit war im Zeitraum 1996-2025 unabhängig von der Lufttemperatur und primär durch die Eismächtigkeit bestimmt. Somit zeigen unsere Daten, dass die zunehmende supraglaziale Schuttbedeckung (Fläche und Mächtigkeit) am Gössnitzkees sich positiv für die Resteiserhaltung auswirkt und den Eisverlust reduziert, ein Phänomen, das auch am

nahegelegenen Pasterzenkees bereits beobachtet wurde (KELLERER-PIRKLBAUER 2008, KELLERER-PIRKLBAUER et al. 2008). Somit entkoppeln sich schuttbedeckte Gletscher immer mehr von den aktuellen klimatischen Bedingungen. Im Falle von hochgelegenen Gebieten, wie des Gössnitzkeeses, sind umliegende Fels- und Schuttbereiche auch von Permafrost beeinflusst, wobei diese Beeinflussung im Gletschervorfeld des Gössnitzkeeses selbst nur marginal ist und schuttbedecktes Eis dadurch zwar nicht langfristig erhalten, aber zumindest mittelfristig verlangsamt abschmelzen können. Permafrostneubildung ist in den entgletscherten Bereichen theoretisch möglich, auf Basis der aktuellen rasanten Erwärmungstendenzen (vgl. KELLERER-PIRKLBAUER & LIEB 2023) aber stark erschwert. Auch die positiven Jahresmitteltemperaturen vom Standort GOE-PR (vgl. Abb. 10) belegen, dass eine Permafrostneubildung im Gletschervorfeld des Gössnitzkeeses aktuell unwahrscheinlich ist. Extrapoliert man die Entgletscherung des Gössnitzkeeses – übertragen auf die gesamte Schobergruppe sowie dem österreichischen Alpenraum – in die Zukunft, so kann davon ausgegangen werden, dass oberflächlich sichtbares Eis in der Schobergruppe bald Geschichte sein wird, sich aber strahlungsgeschützte Gletscherreste in den Hochlagen der Ostalpen noch einige Jahrzehnte halten werden. Ob man dann aber noch von eigentlichen „Gletschern“ sprechen kann, ist jedoch eine andere Frage, da Gletscher per Definition am Ende des Gletscherhaushaltsjahres (in den Alpen Ende September) noch großflächig vom Altschnee des Vorwinters bedeckt sein sollten. Bei Gletscher, die im klimatischen Gleichgewicht sind, sollte dieser Altschneeanteil 2/3 des gesamten Gletschers umfassen, ein Wert der schon lange nicht mehr erreicht wird, wie auch die jährlichen Gletscherberichte des ÖAV (vgl. LIEB & KELLERER-PIRKLBAUER 2025) belegen.

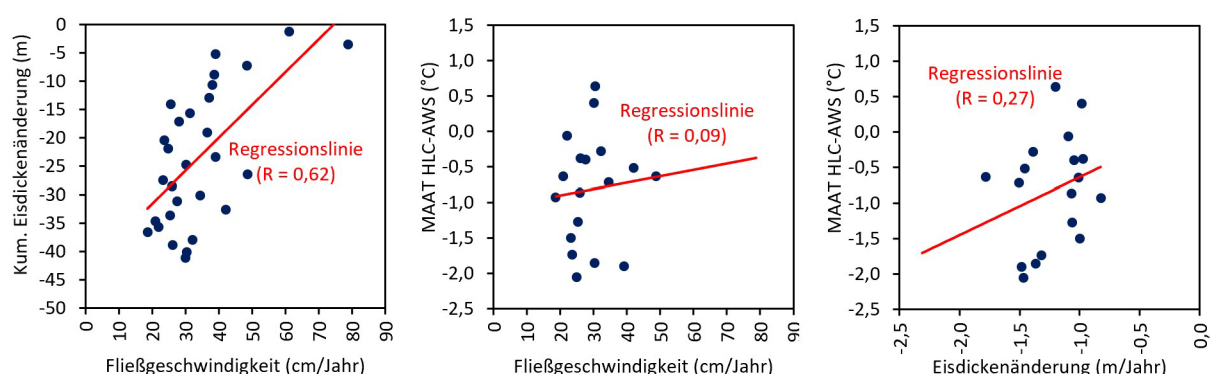


Abb. 11: Gegenüberstellungen verschiedener glaziologischer und meteorologischer Parameter und ihre Korrelationen. Eisdicken- und Bewegungsdaten des Gössnitzkeeses für 1996-2025, mittlere Jahrestemperaturen (MAAT=mean annual air temperature der Luft im Hinteren Langtalkar HLC-AWS) für 2007-2025.

7 Fazit

Das Gössnitzkees zeigt exemplarisch, wie stark sich schuttbedeckte Gletscher unter anhaltender klimatischer Erwärmung verändern: Flächenverlust, Zerfall in Teilkörper und deutliche Abnahme der Eismächtigkeit seit den 1990er Jahren, begleitet von stark sinkenden Fließgeschwindigkeiten. Die Kombination von Orthophotos und Oberflächenmodellen mit jährlichen geodätischen Messungen liefert ein belastbares, sich ergänzendes Bild: Fernerkundung erfasst flächenhafte Veränderungen und Geschwindigkeitsfelder, Geodäsie

erhöht die zeitliche Auflösung und validiert Trends lokal. Klimatisch belegen die Boden- und Lufttemperaturreihen einen signifikanten Erwärmungstrend. Dennoch schwächte sich der spezifische Eisverlust zuletzt ab – vor allem durch eine anwachsende supraglaziale Schuttdecke, die das Eis thermisch immer besser schützt. Damit entkoppeln sich schuttbedeckte Gletscher zu einem gewissen Grad von kurzfristigen Lufttemperaturschwankungen; die Kinematik wird primär durch Eismächtigkeit und Schuttbedeckung bestimmt. Permafrost kann in den Hochlagen der Schobergruppe kryologische Prozesse modifizieren, eine Neubildung im Vorfeld des Gössnitzkeeses ist derzeit jedoch unwahrscheinlich unter Berücksichtigung der Boden- und Lufttemperaturdaten. Regional ist in den Ostalpen mit dem baldigen Verschwinden frei sichtbaren Eises zu rechnen; strahlungsgeschützte, schuttbedeckte Reste könnten jedoch noch Jahrzehnte bestehen bleiben.

Danksagung

Die Gletscherstände 2002, 2006, 2009, 2012, 2015, 2018 und 2021 wurden im Rahmen von Bakkalaureatsarbeiten vom Th. Moder (2008), Th. Klinghan (2016) und Th. Pichler (2025) am Institut für Geodäsie der TU Graz erfasst. Dem Nationalpark Hohe Tauern Kärnten sowie dem ÖAV-Patenschaftsfonds Nationalpark Hohen Tauern werden für die langjährige Unterstützung des Permafrostmonitoringprogramms herzlich gedankt.

Literatur

- AGISOFT METASHAPE 2026: <https://www.agisoftmetashape.com/> (letzter Zugriff 10.01.2026)
- BEV 2026: <https://www.bev.gv.at/> (letzter Zugriff 10.01.2026)
- BUCKEL, J. & OTTO, J.-CH. (2018): The Austrian Glacier Inventory GI 4 (2015) in ArcGis (shapefile) format [dataset]. *PANGAEA*, <https://doi.org/10.1594/PANGAEA.887415>
- FISCHER, A., SEISER, B., STOCKER WALDHUBER, M., MITTERER, C. & ABERMANN, J. (2015): Tracing glacier changes in Austria from the Little Ice Age to the present using lidar-based high-resolution glacier inventory in Austria. *The Cryosphere*, 9, 753-766.
- FISCHER, A., PATZELT, G., ACHRAINER, M., GROSS, G., LIEB, G.K., KELLERER-PIRKLBAUER, A. & BENDLER, G. (2018): Gletscher im Wandel. 125 Jahre Gletschermessdienst des Alpenvereins. Springer Spektrum, 139 S.
- GLETSCHERMONITOR (2026): Gößnitzkees, Schobergruppe. <https://www.alpenverein.at/gletschermonitor/gletscher/Gossnitz-K/> (letzter Zugriff 10.01.2026)
- KAUFMANN, V. (2026): Goessnitzkees (Carinthia, Austria). <https://www.staff.tugraz.at/viktor.kaufmann/Goessnitzkees.html> (letzter Zugriff 10.01.2026)
- KAUFMANN, V. & PLÖSCH, R. (2000): Mapping and visualization of the retreat of two cirque glaciers in the Austrian Hohe Tauern National Park. *IAPRS*, Vol. XXXIII, Part B4, Amsterdam, 446-453.
- KAUFMANN, V. & LADSTÄDTER, R. (2008a): Application of Terrestrial Photogrammetry for Glacier Monitoring in Alpine Environments. *IAPRS*, Vol. 37, Part B8, Beijing, 813-818.
- KAUFMANN, V. & LADSTÄDTER, R. (2008b): Documentation of the Retreat of Gössnitzkees and Hornkees glaciers (Hohe Tauern Range, Austria) for the Time Period 1997-2006 by Means of Aerial

- Photogrammetry. *Proceedings of the 6th ICA Mountain Cartography Workshop*, 11-15 February 2008, Lenk, Switzerland, 115-123.
- KAUFMANN, V. & SEIER, G. (2016): Long-term monitoring of glacier change at Gössnitzkees (Austria) using terrestrial photogrammetry. *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci.*, Vol. XLI-B8, 495-502.
- KAUFMANN, V. & SULZER, W. (2019): Dokumentation des Gletscherrückgangs am Gössnitzkees für den Zeitraum 1982-2018 – eine Gletschergeschichte mit Ablaufdatum. In: KERSTEN, T.P. (Hrsg.): 39. Wissenschaftlich-Technische Jahrestagung der DGPF e.V., 20.-22. Februar 2019, Universität für Bodenkultur, Wien, Publikationen der DGPF, Band 28, 572-586.
- KAUFMANN, V., KELLERER-PIRKLBAUER, A. & SEIER, G. (2021): Conventional and UAV-Based Aerial Surveys for Long-Term Monitoring (1954-2020) of a Highly Active Rock Glacier in Austria. *Frontiers in Remote Sensing*, 2:732744.
- KELLERER-PIRKLBAUER, A., BAUER, A. & PROSKE, H. (2005): Terrestrial laser scanning for glacier monitoring: Glaciation changes of the Gössnitzkees glacier (Schober group, Austria) between 2000 and 2004. Conference Volume. 3rd Symposium of the Hohe Tauern National Park for Research in Protected Areas, 15-17 Sep. 2005, Kaprun, Austria, 91-95.
- KELLERER-PIRKLBAUER, A. (2008): The Supraglacial Debris System at the Pasterze Glacier, Austria: Spatial Distribution, Characteristics and Transport of Debris. *Zeitschrift für Geomorphologie*, Supplementary Issues Volume 52, Supplementary Issue 1, 3-25.
- KELLERER-PIRKLBAUER, A. (2026): Ground temperature monitoring during the period 2004–2024 indicates permafrost degradation in the Austrian Alps. *Permafrost and Periglacial Processes*, 37(1), 37-59. <https://doi.org/10.1002/ppp.70014>
- KELLERER-PIRKLBAUER, A. & KAUFMANN, V. (2012): About the relationship between rock glacier velocity and climate parameters in central Austria. *Austrian Journal of Earth Sciences.*, 105(2), 94-112.
- KELLERER-PIRKLBAUER, A. & KAUFMANN, V. (2018): Deglaciation and its impact on permafrost and rock glacier evolution: New insight from two adjacent cirques in Austria. *Science of The Total Environment*, 621, 1397-1414. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.10.087>
- KELLERER-PIRKLBAUER, A. & LIEB, G.K. (2023): Die klimagesteuerte Entwicklung von Gletschern und Permafrost seit der Mitte des 19. Jahrhunderts in den österreichischen Alpen. *Jb. nass. Ver. Naturkde*, 144, 7-35.
- KELLERER-PIRKLBAUER, A., LIEB, G.K., AVIAN, M. & GSPURNING, J. (2008): The response of partially debris-covered valley glaciers to climate change: the example of the Pasterze Glacier (Austria) in the period 1964 to 2006. *Geografiska Annaler*, A 90(4), 269-285.
- KELLERER-PIRKLBAUER, A., LIEB, G.K., KAUFMANN, V., AVIAN, M., FRIEBENBICHLER, M. (2025): Permafrost-Monitoring im Nationalpark Hohe Tauern Kärnten 2022-2024. Endbericht, 65 S. <https://www.data.gv.at/datasets/710de779-a873-5916-980d-36533422ce55?locale=de>
- KUHN, M., LAMBRECHT, A., ABERMANN, J., PATZELT, G. & GROSS, G. (2008): Projektbericht 10. Die österreichischen Gletscher 1998 und 1969, Flächen- und Volumenänderungen. Verlag der Österreichischen Akademie der Wissenschaften, Wien, 125 S.
- LAMBRECHT, A. & KUHN, M. (2007): Glacier changes in the Austrian Alps during the last three decades, derived from the new Austrian glacier inventory. *Annals of Glaciology*, 46, 177-184.

- LIEB, G.K. (1987): Die Gletscher und Blockgletscher im Kärntner Teil der Schobergruppe und ihre Entwicklung seit dem Spätglazial. Unveröffentlichte Dissertation, Naturwissenschaftliche Fakultät der Karl-Franzens-Universität Graz, 286 S. mit Fotoanhang und Tafeln.
- LIEB, G.K. (2000): Die Flächenänderung von Gößnitz- und Hornkees (Schobergruppe, Hohe Tauern) von 1850 bis 1997. In: ASCHENBRENNER, J. & SUIDA, H. (Hrsg.): 1960-2000. 40 Jahre glaziologische Forschung. Festschrift für Heinz Slupetzky zum 60. Geburtstag. Institut für Geographie und angewandte Geoinformatik, Universität Salzburg, 83-96.
- LIEB, G.K. & KELLERER-PIRKLBAUER (2025): Gletscherbericht 2023/24. Sammelbericht über die Gletschermessungen des Österreichischen Alpenvereins im Jahr 2024. *Bergauf*, 1, 13-25. https://www.alpenverein.at/bk/bergauf/bergauf2025/Bergauf_1_2025/html5/index.html?&locale=DEU

Dynamische Brückenüberwachung mit dem Profilmodus des RIEGL VZ-600i – erste Erfahrungen aus einem Feldversuch in Chile

Daniel CZERWONKA-SCHRÖDER¹ (ORCID 0009-0008-0314-5674), Florian PÖPPL² (ORCID 0000-0001-9397-4370)
& Sebastian FINGERHUTH³ (ORCID 0000-0001-5852-2547)

¹ Fachbereich Geodäsie, Hochschule Bochum,
daniel.czerwonka-schroeder@hs-bochum.de (Korrespondierender Autor)

² RIEGL Laser Measurement Systems GmbH

³ School of Electrical Engineering, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-024](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-024), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Einleitung

Die Überwachung von Ingenieurbauwerken ist zu einem wesentlichen Bestandteil moderner Instandhaltungs- und Risikomanagementstrategien geworden. Alternde Bauwerke, steigende Verkehrsbelastungen und begrenzte Ressourcen erfordern Ansätze, die über periodische Sichtprüfungen hinausgehen und das tatsächliche Tragwerksverhalten unter Betriebsbedingungen bewerten. In diesem Kontext wird Structural Health Monitoring (SHM) als Entscheidungsunterstützung verstanden (NOVÁK ET AL., 2024; WEDEL ET AL., 2025).

Beim Monitoring sind unterschiedliche zeitliche Skalen zu berücksichtigen. Quasistatische Beobachtungen konzentrieren sich auf langsam verlaufende Effekte (z. B. temperaturinduzierte Deformationen). Demgegenüber adressiert das dynamische Monitoring strukturelle Reaktionen, die beispielsweise durch den Verkehr hervorgerufen werden. Dynamische Veränderungen liefern wertvolle Informationen über Steifigkeiten, Lastabtragungsmechanismen und das Gesamtverhalten des Systems; ihre Erfassung unter realen Betriebsbedingungen stellt jedoch erhöhte Anforderungen an die Sensorik (LIENHART ET AL., 2023; NOVÁK ET AL., 2024; WEDEL ET AL., 2025).

Traditionell wird das dynamische Brückenmonitoring durch kontaktbasierte Sensorsysteme dominiert. Infolgedessen sind flächendeckende Beobachtungen des dynamischen Verhaltens häufig nur eingeschränkt möglich (LIENHART ET AL., 2023; SCHILL & EICHHORN, 2019; SCHILL ET AL., 2022). Getrieben durch Fortschritte in der Sensorik können geodätische Sensoren wie bspw. bildgestützte Totalstationen (ZSCHIESCHE ET AL., 2022), terrestrische Laserscanner (WUJANZ ET AL., 2018) oder radarbasierte Instrumente (BAUMANN-OUYANG ET AL., 2022) Bauwerke überwachen ohne direkten physischen Kontakt.

Die verschiedenen geodätischen Sensortechniken weisen komplementäre Eigenschaften hinsichtlich der räumlichen und zeitlichen Auflösung sowie der Sensitivitätsrichtung auf. Punktbasierte Sensoren wie GNSS oder Totalstationen ermöglichen dreidimensionale Verschiebungsmessungen an ausgewählten Punkten, während bildbasierte Systeme räumlich verteilte Beobachtungen erlauben. Das terrestrische Laserscanning (TLS) ermöglicht berührungslose Messungen ohne die Notwendigkeit einer physischen Installation am Bauwerk.

Zusätzlich kann durch die Beschränkung der Datenerfassung auf eine einzelne Scanlinie TLS mit erhöhter Messrate betrieben werden und ermöglicht die Beobachtung dynamischer Veränderungen an verschiedensten Objekten (SCHILL & EICHHORN, 2019). Studien zum dynamischen Brückenmonitoring zeigen das Potenzial laserbasierter Ansätze und belegen, dass kontaktlose Verfahren etablierte sensorbasierte Monitoringkonzepte ergänzen können (SCHILL ET AL., 2022; MEYER ET AL., 2022; KOSTJAK & NEUNER, 2023).

TLS-Systeme von RIEGL sind im Kontext des permanenten Laserscannings (PLS) in Monitoringanwendungen etabliert. Dabei werden Scanner kontinuierlich über längere Zeiträume betrieben, um quasistatische Veränderungsprozesse zu überwachen (LINDENBERGH ET AL., 2025). Aufbauend auf diesem Monitoringkonzept ermöglichen die aktuellen Weiterentwicklungen den Betrieb derselben Scannerplattform im Linienscanmodus, wodurch der Anwendungsbereich bspw. auf das dynamische Brückenmonitoring erweitert wird. Der vorliegende Beitrag präsentiert erste Felderfahrungen mit dem VZ-600i und fokussiert sich auf Aspekte der praktischen Umsetzung, der Datenerfassungsstrategien sowie des Betriebsverhaltens unter regulärem Eisenbahnbetrieb in Chile.

2 Untersuchungsgebiet und experimenteller Kontext

Das Experiment wurde am 11. September 2025 an der Eisenbahnbrücke “Puente Las Cucharas” in Chile durchgeführt. Die Brücke ist Teil des interurbanen Eisenbahnnetzes der staatlichen Eisenbahngesellschaft Empresa de Ferrocarriles del Estado (EFE) und stellt eine zentrale Verbindung im Metrosystem zwischen Valparaíso und Limache dar. Eine Übersicht über die geografische Lage, den Streckenverlauf und die Position der Brücke ist in Abbildung 1 dargestellt.

Puente Las Cucharas ist eine Eisenbahnbrücke mit einer Länge von etwa 175 m. Die Bauarbeiten erfolgten zwischen 1908 und 1913 und umfassten die Montage einer vorgefertigten Stahlkonstruktion, die in Frankreich hergestellt und nach Chile transportiert wurde. Die heutige Brücke ersetzte frühere Bauwerke an derselben Stelle. Mit einer Betriebsdauer von über 110 Jahren ist sie weiterhin Bestandteil des Metrosystems und trägt sowohl den täglichen Metroverkehr als auch den gelegentlichen Güterverkehr, womit sie ein typisches Betriebslastszenario für Eisenbahnbrücken der Region darstellt (SEPÚLVEDA ORBENES, 2005).

Aus Sicht der EFE stellt Puente Las Cucharas ein kritisches Infrastrukturobjekt im regionalen Verkehrsnetz dar. Das fortbestehende Interesse an der Überwachung ergibt sich aus ihrer strategischen Bedeutung, ihrem fortgeschrittenen Alter und der Notwendigkeit, steigende betriebliche Anforderungen ohne Betriebsunterbrechungen zu bewältigen (EFE TRENES DE CHILE, 2024). Aufgrund der kontinuierlichen Nutzung, der guten Zugänglichkeit und der Eignung für kontaktlose Messverfahren unter realen Verkehrsbedingungen wurde die Brücke als Teststandort ausgewählt und bot geeignete Rahmenbedingungen zur Untersuchung laserbasierter Linienscanverfahren für das dynamische Brückenmonitoring im Regelbetrieb.

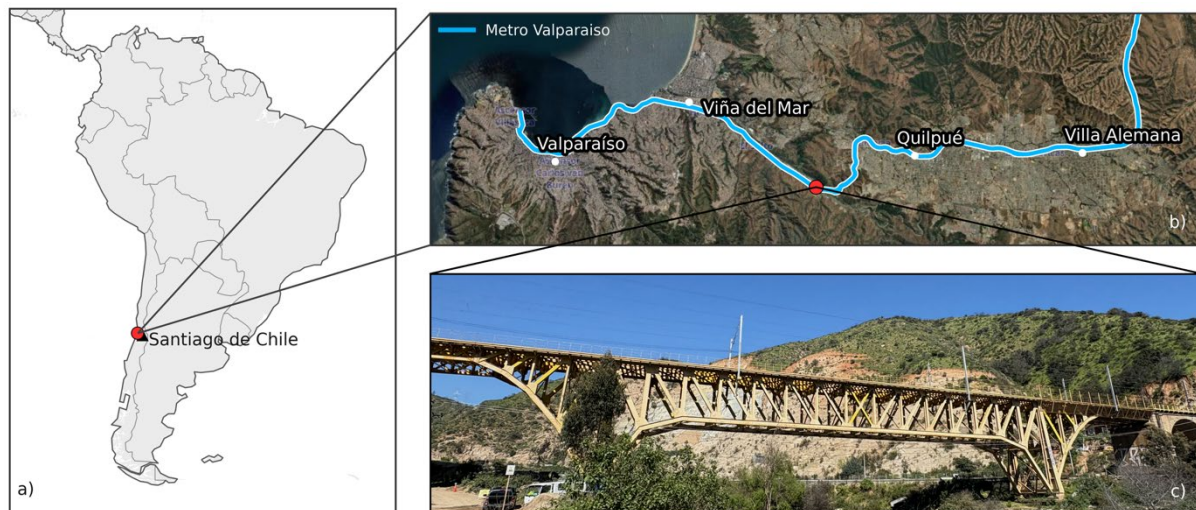


Abb. 1: Lage und Kontext der Eisenbahnbrücke “Puente Las Cucharas”. (a) Geografische Lage von Valparaíso in Chile, ca. 150 km westlich von Santiago de Chile (Basiskarte: Natural Earth). (b) Verlauf der Metro zwischen Valparaíso und Limache mit markierter Lage der Puente Las Cucharas (Bildmaterial: Esri World Imagery; Eisenbahn-Overlay: OpenRailwayMap-Kacheln und Eisenbahnvektoren aus OpenStreetMap über die Overpass API; © OpenStreetMap-Mitwirkende, Open Data Commons Open Database License (ODbL); OpenRailwayMap, CC-BY-SA 2.0). (c) Fotografie der Puente Las Cucharas, aufgenommen im September 2025 aus nordöstlicher Richtung.

3 Messsystem und Linienscanverfahren

3.1 RIEGL VZ-600i – Systemübersicht

Ein terrestrischer 3D-Laserscanner, der statisch auf einem Stativ betrieben wird, erfasst die Geometrie der Umgebung durch das Aussenden von Laserpulsen und die Messung der Laufzeit des rückgestreuten Signals. Auf Basis des Impulslaufzeitverfahrens werden in Kombination mit der bekannten Strahlrichtung präzise dreidimensionale Koordinaten berechnet.

Der Scanner variiert während der Messung den Horizontal- und den Vertikalwinkel und erzeugt so eine dreidimensionale Punktwolke, die die umgebende Szene geometrisch beschreibt. Diese Punktwolke bildet die Grundlage für weiterführende Auswertungen wie die Modellierung der Geometrie oder den Vergleich von Punktwolken aus unterschiedlichen Epochen. Soll jedoch statt einer flächenhaften 3D-Erfassung eine wiederholte Abtastung eines linearen Objekts erfolgen, kann ein 3D-Laserscanner als zweidimensionaler Linienscanner betrieben werden, indem der Scannerkopf hinsichtlich der Horizontalbewegung fixiert wird.

In dieser Arbeit kommt der Laserscanner RIEGL VZ-600i zum Einsatz (siehe Tabelle 1). Der VZ-600i ist ein leistungsfähiger Hochgeschwindigkeitslaserscanner. Er arbeitet mit einer Pulswiederholrate von 2,2 MHz und nutzt einen rotierenden Multifacettenspiegel mit vier Facetten, der bis zu 105 Umdrehungen pro Sekunde erreicht und so bis zu 420 Scanlinien pro Sekunde bei einem vertikalen Sichtfeld von 105° erzeugt.

Tabelle 1: Spezifikationen des Laserscanners RIEGL VZ-600i (RIEGL, 2025A)

Messrate	2.2 MHz Pulswiederholrate (PRR)
Scangeschwindigkeit	Min.: 4 Scanlinien pro Sekunde; Max.: 420 Scanlinien pro Sekunde
Scanmechanismus	Rotierender Vierfacettenspiegel
Präzision	3 mm
3D Genauigkeit	3 mm @ 50 m 5 mm @ 100 m
Scanbereich (Horizontal / Vertikal)	360° / 105° (-40° to +65°)
Reichweite (2,2 MHz PRR)	0.5 - 220 m (90% Reflexionsgrad) 0.5 - 100 m (20% Reflexionsgrad)
Gewicht	< 6 kg
GNSS-Empfänger	internal (L1), optional: RIEGL RTK-GNSS Empfänger
Laserklasse	1 (augensicher)
Geräteschutzklasse	IP64, staub- und spritzwassergeschützt

3.2 Funktionsprinzip des Linienscanmodus

Der Linienscanmodus entspricht einem Standardscan, bei dem die Rotation des Scanners um die Horizontale deaktiviert ist. In diesem Modus führt der Scanner einen zweidimensionalen Scan mit vorgegebener Pulswiederholrate und Liniengeschwindigkeit durch. Die Pulswiederholrate steht in direktem Zusammenhang mit der Punktmessrate; geringere Pulswiederholraten ermöglichen größere maximale Messreichweiten (RIEGL, 2025A).

Die Anzahl der Scanlinien pro Sekunde ist proportional zur Rotationsgeschwindigkeit des rotierenden Vierfacettenspiegels, wobei pro Facette und Umdrehung jeweils eine Scanlinie erzeugt wird. Aufgrund fertigungsbedingter Abweichungen sind die Facetten des Polygonspiegels nicht exakt orthogonal zueinander. Ihre tatsächliche Geometrie wird im Rahmen der Kalibrierung präzise bestimmt.

Die Anzahl der Scanlinien pro Sekunde (LPS) und die Pulswiederholrate (PRR) bestimmen gemeinsam den Winkelabstand zwischen benachbarten Punkten innerhalb einer Scanlinie, den sogenannten Theta-Inkrementwinkel ($\Delta\theta$). Für einen Scanmechanismus mit einem Vierfacettenspiegel ergibt sich dieser zu

$$\Delta\theta = \frac{\text{LPS} \cdot 360^\circ}{4} \cdot \frac{2}{\text{PRR}} \quad (1)$$

Bei einer maximalen PRR von 2200 kHz und 420 LPS ergibt sich ein Inkrement von 34 mdeg.

3.3 Datenstruktur von 3D-Punktwolken und Linienscandaten

Eine erste Nachverarbeitung der Messdaten erfolgt in der Software RiSCAN PRO. Dabei werden die Rohdaten des Scanners in Punktwolken überführt, einschließlich der Georeferenzierung und des Multistationsausgleichs (d. h. die Koregistrierung mehrerer Scanpositionen zueinander bzw. die Registrierung gegenüber externen Festpunkten). Die erzeugten Punktwolken können in gängigen Formaten (z. B. LAS/LAZ, e57) exportiert oder im nativen RIEGL-Datenbankformat (RDB) über die RDBLib-Bibliothek weiterverarbeitet werden (RIEGL, 2025B).

Die RDBLib ist eine frei verfügbare Programmbibliothek zum Lesen und Schreiben verschiedener Datentypen (u. a. Punktwolken, Trajektorien, Voxel). Sie ermöglicht einen direkten Zugriff auf die gespeicherten Daten aus unterschiedlichen Programmiersprachen (z. B. Python) heraus und erleichtert damit die Integration in weiterführende Auswerte- und Analyseworkflows.

Eine RDB-Datei kann neben Primärattributen, in der Regel den XYZ-Koordinaten, beliebige Sekundärattribute speichern. Für Punktwolken stellt das RDB-Format einen effizienten räumlichen Index für schnelle räumliche Abfragen sowie für die Visualisierung großer Datensätze bereit. Während bei klassischen RDB-Punktwolken Zeitstempel typischerweise als Sekundärattribute abgelegt werden, sind sie bei Linienscandaten das Primärattribut. Entsprechend werden Linienscandaten standardmäßig mit einem zeitlichen statt mit einem räumlichen Index gespeichert, wobei eine Umwandlung zwischen räumlicher und zeitlicher Indexierung möglich ist.

4 Experimenteller Aufbau und Messkonzept

4.1 Feldinstallation und lokaler Referenzrahmen

Der TLS wurde auf der östlichen Seite der Puente Las Cucharas aufgebaut und betrieben, da auf der westlichen Seite die Lage der Autobahn eine freie Sicht auf das Bauwerk verhindert. Die östliche Seite bot eine ungehinderte Sicht auf die relevanten Tragwerkskomponenten sowie ausreichend Platz für einen stabilen Aufbau.

Die Beobachtungsgeometrie wurde vor Ort überprüft, um sicherzustellen, dass die Scanlinie einen definierten Bauwerksquerschnitt erfasst und während der Messungen stabil bleibt. Zur Gewährleistung eines konsistenten Referenzrahmens wurde ein Projektkoordinatensystem (Project Coordinate System, PRCS) auf Basis von sechs Scanpositionen eingerichtet. Die ersten fünf Positionen wurden in nahezu horizontaler Positionierung auf einem Stativ durchgeführt und dienten der Definition des lokalen Referenzrahmens. In diese Definition werden scannerinterne GNSS-Messungen einbezogen. Die Abstände zwischen den Positionen betrugen jeweils weniger als 10 m. Die Messdaten liegen zunächst jeweils im Scanner's Own Coordinate System (SOCS) vor; die Transformation in das PRCS erfolgt über die Scanner Orientation and Position (SOP)-Matrix, die die Lage und Orientierung des Scanners im Projektkoordinatensystem beschreibt. Das PRCS ist als lokale Tangentialebene zum Erdellipsoid definiert, mit den Achsen in Ost- (X), Nord- (Y) und Vertikalrichtung (Z, antiparallel zur Schwerebeschleunigung), sodass eine nivellierte XY-Ebene entsteht.

Die sechste Scanposition wurde für den Linienscanbetrieb genutzt und mit einem um 45° geneigten Adapter betrieben. Zur Bestimmung der SOP-Matrix der geneigten Aufstellung

wurde zunächst ein vollständiger 360°-Scan durchgeführt und automatisch im PRCS registriert. Der Standpunkt der letzten Scannerposition wurde iterativ verfeinert, bis er zentral unter einem ausgewählten Brückenträger platziert war. Die Ausrichtung der Scanlinie wurde über die grafische Benutzeroberfläche des Scanners festgelegt. Der finale Aufbau und der Linienscan sind in Abbildung 2 dargestellt.

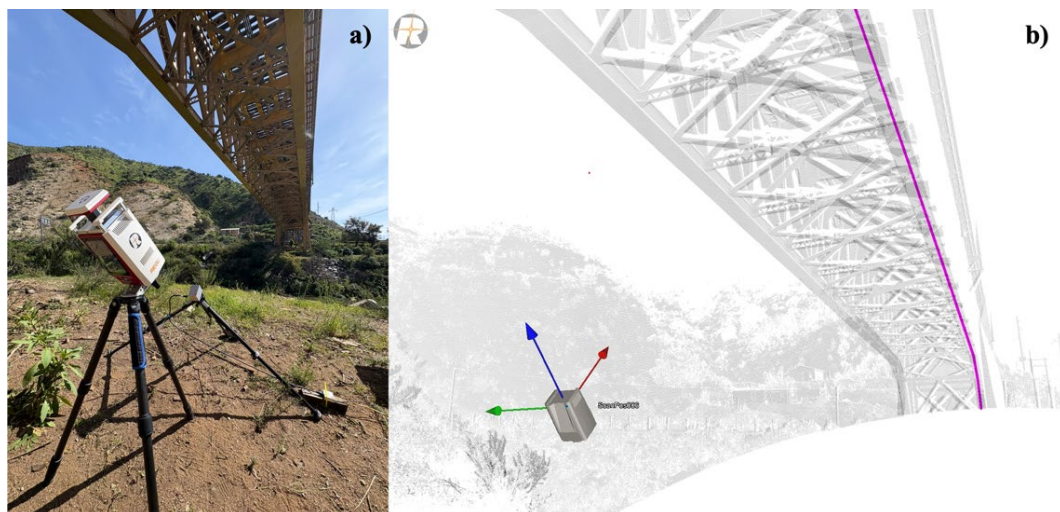


Abb. 1: Feldinstallation an der Puente Las Cucharas. (a) Finale Scanposition mit dem terrestrischen Laserscanner in der 45°-Konfiguration. (b) Screenshot aus RiSCAN PRO mit dem registrierten 360°-Übersichtsscan (dunkel dargestellt) und dem zugehörigen Linienscan (magenta), ausgerichtet entlang eines Brückenträgers auf der Nordseite der Brücke.

4.2 Datenerfassung

Die Datenerfassung konzentrierte sich auf Linienscanmessungen während des regulären Zugbetriebs. Der Linienscanmodus wurde direkt am Scanner gestartet. Die Messungen erfolgten zwischen 15:15:19 und 15:43:16 Ortszeit (UTC – 3 h). In diesem Zeitraum wurden fünf RDBX-Datensätze mit Aufzeichnungsdauern zwischen etwa 40 s und 15 min erfasst. Die resultierenden Dateigrößen variierten je nach Aufzeichnungsdauer zwischen ca. 350 MB und 7,6 GB. Der Scanner wurde mit einer Pulswiederholrate von 2200 kHz und einem festen Winkelinkrement $\Delta\theta = 10$ mdeg betrieben. Gemäß Gleichung (1) ergab sich auf Grundlage dieser Parameter eine effektive Linienrate von etwa 124 LPS. Die Zeitstempelung der Daten basierte auf dem internen GPS-Empfänger des Scanners, sodass alle Messungen über eine gemeinsame absolute Zeitreferenz verfügten. Die Linienscandaten enthalten Zugpassagen in beiden Fahrtrichtungen.

Die Datenerfassung erfolgte manuell ohne externe Trigger. Zur Unterstützung der Identifikation und der zeitlichen Zuordnung von Zugdurchfahrten wurde parallel ein kostengünstiges Kamerasystem eingesetzt. Die Kamera zeichnete Bildsequenzen aus leicht versetzter Position mit GPS-basierten Zeitstempeln auf und wurde für diese Messkampagne entsprechend dem Ansatz von BLANCH ET AL. (2024) angepasst. Die Kameradaten dienen ausschließlich der zeitlichen Referenzierung der Durchfahrten.

Ziel der Datenerfassung war es, Datensätze mit klar identifizierbaren Zugpassagen zu gewinnen, um die praktische Funktionsfähigkeit und Stabilität des Linienscanansatzes unter realen Betriebsbedingungen zu bewerten.

4.3 Datenverarbeitung und Auswertungskonzept

Der hier eingesetzte Workflow ist eine angepasste Auswerteroutine, die speziell für die Analyse hochfrequenter Linienscandaten entwickelt wurde. Es handelt sich nicht um eine standardisierte Verarbeitungskette innerhalb der RIEGL-Softwareumgebung, sondern um einen anwendungsspezifischen Ansatz, der auf dem direkten Zugriff auf Rohdaten und Metadaten basiert.

Die Linienscandaten wurden direkt aus dem RDBX-Format ausgelesen. Jeder Messpunkt wurde zunächst unter Verwendung der zugehörigen SOP-Matrix vom SOCS in das PRCS transformiert, wodurch ein konsistenter räumlicher Bezug und eine eindeutig definierte Vertikalrichtung sichergestellt wurden.

Zur strikten Anpassung der Analyse an die Geometrie des überwachten Bauteils wurde für den betrachteten Träger ein lokales Koordinatensystem (Locally Levelled Coordinate System, LLCS) eingeführt. Der Ursprung des LLCS wurde am östlichen Ende des Trägers an dessen Anschluss an das Betonfundament definiert. Die z-Achse des LLCS entspricht der z-Achse des PRCS und beschreibt die Vertikalrichtung. Die x-Achse verläuft entlang der Längsachse des Trägers in Richtung seines westlichen Endes, während die y-Achse das rechtshändige Koordinatensystem transversal zur Brückenachse vervollständigt.

Die Transformation vom PRCS in das LLCS wurde durch eine Local Orientation and Positioning (LOP)-Matrix beschrieben. Die auf die Messpunkte angewendete Gesamttransformation ergibt sich somit zu

$$X_{LLCS} = \underbrace{T_{PRCS \rightarrow LLCS}}_{=LOP^{-1}} \cdot \underbrace{T_{SOCS \rightarrow PRCS}}_{=SOP} \cdot X_{SOCS} \quad (2)$$

Die Scanlinie ist die kleinste zeitliche Einheit der Messung, da sie jeweils einer Facette des rotierenden Vierfacettenspiegels entspricht. Vier aufeinanderfolgende Scanlinien wurden zu einem Frame zusammengefasst, entsprechend einer vollständigen Spiegelumdrehung. Der Zeitstempel eines Frames wurde durch die erste Scanlinie des jeweiligen Zyklus definiert, wodurch sich eine effektive Abtastrate von etwa 31 Hz (mittlere Framedauer: 0,032204 s) ergibt.

Für jedes Frame wurden die zum überwachten Träger gehörenden Punkte anhand ihrer Lage im LLCS selektiert. Entlang der Längsrichtung (LLCS-x-Achse) wurde eine feste räumliche Binbreite von 0,10 m verwendet. Diese vereinfachte Diskretisierung wurde für das betrachtete Bauteil als ausreichend erachtet und vermeidet für diesen ersten Versuch zusätzliche Komplexität durch geometrieabhängige Segmentierungen.

Für jedes räumliche Bin und jedes Frame wurde der mittlere Vertikalwert (LLCS-z-Achse) berechnet, wodurch zeitaufgelöste vertikale Profile des Trägers resultieren. Das Referenzprofil wurde als zeitliches Mittel aller framebasierten Profile definiert, und relative Deformationen wurden als Abweichungen davon ausgedrückt.

Zur Analyse des zeitlichen Verhaltens wurden an ausgewählten Referenzpositionen entlang des Trägers Verschiebungszeitreihen extrahiert. Diese weisen in der Regel nichtlineare Trends auf, die mittels B-Spline-Regression nach HARMENING UND NEUNER (2016) approximiert wurden. Die Anzahl der Stützstellen wurde durch Minimierung des Bayesian Information Criteria (BIC) bestimmt.

Als Abschätzung der erreichbaren Messpräzision wurde für jede Referenzposition die Median Absolute Deviation (MAD) der trendbereinigten ΔZ -Zeitreihen berechnet. Nach Subtraktion des splinebasierten Trends $\hat{s}(t)$ ergeben sich die Residuen zu

$$r(t_i) = \Delta Z(t_i) - \hat{s}(t_i) \quad (3)$$

Die MAD wurde zeitlich gemäß

$$\text{MAD} = \text{median}(|r_i - \text{median}(r)|) \quad (4)$$

bestimmt und unter Annahme einer Normalverteilung in eine äquivalente Standardabweichung überführt:

$$\sigma_{\text{MAD}} = \frac{\text{MAD}}{0.6745} \quad (5)$$

Dies liefert eine robuste Abschätzung der erreichbaren Messpräzision.

5 Ergebnisse

Die Ergebnisse werden exemplarisch für eine Zugdurchfahrt dargestellt. Das ausgewählte Ereignis entspricht einem west-ostwärts fahrenden Zug in Richtung Limache. Der Zug befuhr die Brücke zwischen 18:38:09 UTC (15:38:09 Ortszeit, LT) und 18:38:23 UTC (15:38:23 LT).

Abbildung 3(a) zeigt das Linienscanprofil entlang des ausgewählten Trägers. Für die Auswertung wurde ausschließlich der zum Gleisverlauf parallel verlaufende Abschnitt des Trägers berücksichtigt, entsprechend den LLCS-x-Koordinaten zwischen 11 m und 64 m. Die Scannerposition ist im selben Koordinatensystem mit $x = 2,409$ m, $y = 0,036$ m und $z = -1,574$ m dargestellt. Das erfasste Messprofil entspricht dem vertikalen Sichtfeld des Scanners von 105° , das durch die verwendete 45° - Konfiguration vollständig ausgenutzt wird. Dadurch wird eine kontinuierliche Erfassung des Trägers entlang des gesamten überwachten Abschnitts bei gleichbleibender Beobachtungsgeometrie ermöglicht.

Abbildung 3(b) zeigt die gemessenen Punkte entlang einer Scanlinie zu einem Zeitpunkt (18:38:02 UTC). Bereits hier sind Unterschiede in der Messpräzision erkennbar. Mit zunehmender Entfernung vom Scanner sowie bei größer werdenden Einfallswinkeln nimmt die Streuung sichtbar zu. Die für die nachfolgende Zeitreihenanalyse verwendete Referenzposition bei $x = 23$ m ist im selben Diagramm markiert.

Der zeitliche Verlauf der vertikalen Verschiebung an der Referenzposition ist in Abbildung 3(c) dargestellt. Die Zeitreihe umfasst den Zeitraum von 18:38:01 bis 18:38:53 UTC und schließt den Zustand vor der Zugankunft, die Belastungsphase während der Durchfahrt sowie die anschließende Entlastung ein. Die Originalbeobachtungen (blau) sind gemeinsam mit einer B-Spline-Approximation dargestellt, die den zugrunde liegenden Trend beschreibt. Das Spline-Modell wurde datengetrieben bestimmt und weist 12 Knoten auf. Während der Zugdurchfahrt zeigt sich eine deutliche Abwärtsbewegung des Bauwerks mit einer maximalen vertikalen

Verschiebung von etwa 2,4 mm. Nach dem Verlassen der Brücke kehrt sich die Deformation um und nähert sich schrittweise dem Ausgangsniveau an. Eine kurze Phase gegenläufiger Bewegung ist über etwa 25 s erkennbar, bevor sich die Verschiebung erneut stabilisiert. Der Zeitpunkt der maximalen Deformation stimmt mit der vom Kamerasystem erfassten Zugposition überein (Abbildung 4).

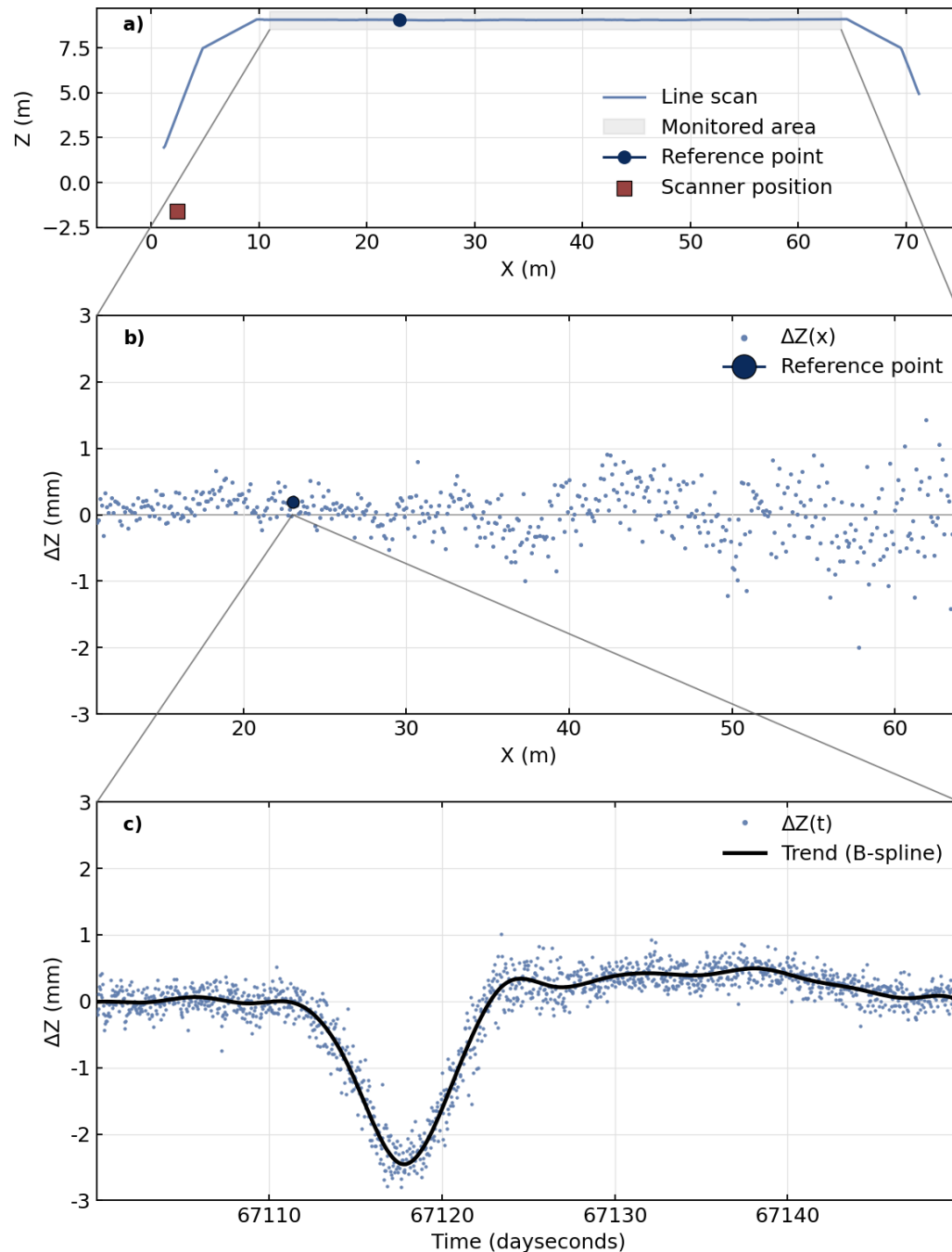


Abb. 2: Linienscan-Ergebnisse für eine repräsentative Zugdurchfahrt. (a) Längsprofil des überwachten Trägers im LLCS ($x = 11\text{--}64$ m) mit eingezeichneter Scannerposition. (b) Räumliches ΔZ -Profil zum Zeitpunkt 18:38:02 UTC einschließlich der Referenzposition. (c) ΔZ -Zeitreihe an der Referenzposition ($x = 23$ m) mit B-Spline-Trend.



Abb. 3: Kamerabild zur zeitlichen Verifikation der Zugdurchfahrt an der Brücke Puente Las Cucharas um 18:38:16 UTC.

Zur Abschätzung der erreichbaren Messpräzision wurde die Streuung der trendbereinigten Zeitreihen mithilfe der MAD (Gleichung 4) ausgewertet. Abbildung 5 zeigt die daraus abgeleiteten σ_{MAD} in Abhängigkeit von der Referenzposition entlang des Profils. Für Referenzpositionen bis etwa 26 m liegen die σ_{MAD} unter 0,2 mm. Mit zunehmender Entfernung vom Scanner nimmt die Streuung deutlich zu und erreicht bei 40 m etwa 0,4 mm sowie bei 50 m rund 0,6 mm.

Der beobachtete Anstieg folgt einem exponentiellen Verlauf in Abhängigkeit vom Einfallswinkel. Dieses Verhalten stimmt mit den bekannten Eigenschaften terrestrischer Laserscandaten überein und spiegelt den Einfluss der Aufnahmegeometrie auf die Messpräzision wider (z. B. SOUDARISSANANE ET AL., 2009).

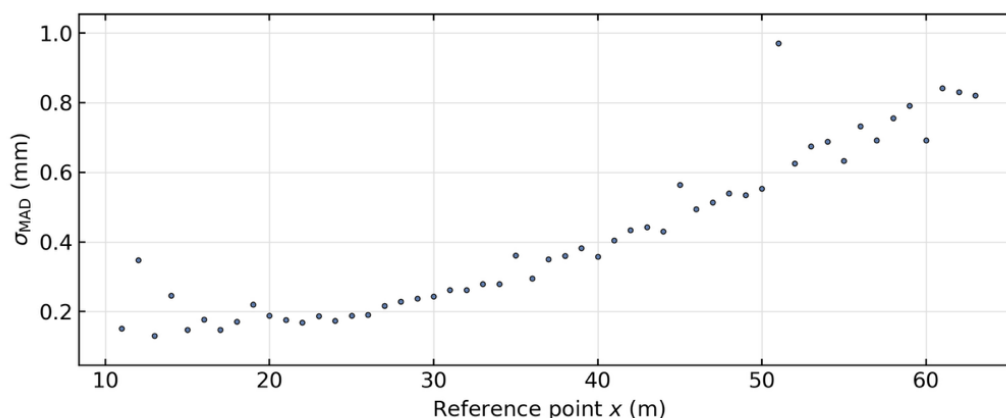


Abb. 4: σ_{MAD} -Werte der trendbereinigten ΔZ -Zeitreihen in Abhängigkeit von der Referenzposition entlang des Brückenträgers.

5 Zusammenfassung und Fazit

Diese Studie stellt erste Felderfahrungen mit dem RIEGL VZ-600i im Linienscanbetrieb für das dynamische Brückenmonitoring dar. Die Ergebnisse zeigen, dass diese Konfiguration die kontaktlose Beobachtung vertikaler Deformationen ermöglicht. Der Beitrag fokussiert sich zunächst auf die praktische Umsetzung.

In Übereinstimmung mit früheren Arbeiten von SCHILL ET AL. (2022) bestätigt die Analyse, dass die Messunsicherheit einzelner Laserpunkte für eine zuverlässige Bewertung dynamischer Deformationen nicht ausreicht. Aussagekräftige Ergebnisse erfordern eine räumliche Aggregation benachbarter Punkte entlang des überwachten Profils. Die angewandte framebasierte Verarbeitung und die räumliche Binning-Strategie haben sich als geeignet erwiesen, um reproduzierbare Deformationssignale aus den Daten zu extrahieren.

Eine während des Feldeinsatzes identifizierte Einschränkung betrifft die Messgeometrie. Trotz des Einsatzes einer 45°-Konfiguration begrenzt das effektive vertikale Sichtfeld des Scanners die Optimierung der Einfallswinkel. Dies kann die geometrische Flexibilität einschränken.

Aus Anwendungssicht bietet das Linienscanning zahlreiche vielversprechende Einsatzmöglichkeiten. Eine potenzielle Anwendung liegt in der Voruntersuchung von Brücken vor der Installation dauerhaft montierter Sensoren, um mit mobilem Messequipment einen schnellen Einblick in das dynamische Verhalten zu erhalten. Darüber hinaus kann das Linienscanning in längerfristige Monitoringkonzepte integriert werden, bei denen permanentes Laserscanning zur quasistatischen Beobachtung von Brücken und angrenzendem Gelände eingesetzt wird und durch temporäre Hochfrequenzmessungen ergänzt wird.

Insgesamt zeigt das Feldexperiment, dass hochfrequentes Linienscanning mit vergleichsweise geringem Aufwand vor Ort umsetzbar ist. Im Kontext des Structural Health Monitoring, stellt das linienbasierte TLS einen wertvollen ergänzenden Ansatz zur Unterstützung fundierter Instandhaltungs- und Risikomanagemententscheidungen dar.

Literatur

- BAUMANN-OUYANG, A., BUTT, J., & WIESER, A. (2022). Bridge deformations during train passage: monitoring multiple profiles using concurrently operating MIMO-SAR sensors. In 5th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM 2022) (pp. 11-19). Editorial Universitat Politècnica de València. <https://doi.org/10.4995/jisdm2022.2022.13620>
- BLANCH, X., GUINAU, M., ELTNER, A., & ABELLÁN, A. (2024). A cost-effective image-based system for 3D geomorphic monitoring: An application to rockfalls. *Geomorphology*, 449, 109065. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2024.109065>
- EFE TRENES DE CHILE. (2024). Sensores e inteligencia artificial al servicio del monitoreo y mantenimiento del Puente Las Cucharas. <https://www.efc.cl/sensores-e-inteligencia-artificial-al-servicio-del-monitoreo-y-mantenimiento-del-puente-las-cucharas/>
- HARMENING, C. & NEUNER, H. (2016). Choosing the Optimal Number of B-spline Control Points (Part 1: Methodology and Approximation of Curves). *Journal of Applied Geodesy*, 10(3), 139-157. <https://doi.org/10.1515/jag-2016-0003>
- KOSTJAK, V., & NEUNER, H. B. (2023). Investigation of Systematic Influences on the Distance Measurement and Sensitivity of a Profile Laser Scanner. *Allgemeine Vermessungs-Nachrichten*, 4, 99-108.

- LIENHART, W., SCHILL, F., & MOSER, T. (2023). Dynamic Bridge Monitoring with Remote Sensing Techniques. In *Structural Health Monitoring 2023: Designing SHM for Sustainability, Maintainability and Reliability* (pp. 184-191). DEStech Publications, Inc. <https://doi.org/10.12783/shm2023/36736>
- LINDENBERGH, R., ANDERS, K., CAMPOS, M., CZERWONKA-SCHRÖDER, D., HÖFLE, B., KUSCHNERUS, M., PUTTONEN, E., PRINZ, R., RUTZINGER, M., VOORDENDAG, A., & VOS, S. (2025). Permanent terrestrial laser scanning for near-continuous environmental observations: Systems, methods, challenges and applications. *ISPRS Open Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 17, 100094. <https://doi.org/10.1016/j.ophoto.2025.100094>
- MEYER, N.; SCHMID, L.; WIESER, A.; MEDIC, T. (2022). Vibration monitoring of a bridge using 2D profile laser scanning: Lessons learned from the comparison of two spatio-temporal processing strategies. En *5th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM 2022)*. Editorial Universitat Politècnica de València. 177-184. <https://doi.org/10.4995/JISDM2022.2022.13813>
- NOVÁK, B., STEIN, F., FAROUK, A., THOMAS, L., REINHARD, J., ZELLER, T., & KOSTER, G. (2024). Erfahrungssammlung Monitoring für Brückenbauwerke – Dokumentation 2021. Bundesanstalt für Straßenwesen. <https://doi.org/10.60850/bericht-b197>
- RIEGL LASER MEASUREMENT SYSTEMS GMBH (2025A). Datasheet RIEGL VZ-600i. https://www.riegl.com/fileadmin/media/Products/01_Terrestrial_Scanning/RIEGL_VZ-600i/RIEGL_VZ-600i_Datasheet_2025-10-03.pdf
- RIEGL LASER MEASUREMENT SYSTEMS GMBH (2025B). rdblib (RIEGL database library) [Software library]. <https://www.riegl.com/en-austria/products/detail/rdblib>
- SCHILL, F., & EICHHORN, A. (2019). Deformation monitoring of railway bridges with a profile laser scanner. *ZfV – Zeitschrift für Geodäsie, Geoinformation und Landmanagement*, 144, 109–118. <https://doi.org/10.12902/zfv-0248-2018>
- SCHILL, F., MICHEL, C., & FIRUS, A. (2022). Contactless Deformation Monitoring of Bridges with Spatio-Temporal Resolution: Profile Scanning and Microwave Interferometry. *Sensors*, 22(23), 9562. <https://doi.org/10.3390/s22239562>
- SEPÚLVEDA ORBENES, R. (2005). Análisis estructural Puente Las Cucharas (Master's thesis). Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Valparaíso, Chile.
- SOUDARISSANANE, SS., LINDENBERGH, RC., MENENTI, M., & TEUNISSEN, PJG. (2009). Incidence angle influence on the quality of terrestrial laser scanning points. In F. Bretar, M. Pierrot-Deseilligny, & MG. Vosselman (Eds.), *Proceedings ISPRS workshop laserscanning 2009* (pp. 183-188). ISPRS.
- WEDEL, F., PITTERS, S., HILLE, F., HERRMANN, R., & SCHNEIDER, R. (2025). Leitfaden – Strategischer Einsatz von Monitoring für Ingenieurbauwerke. Bundesanstalt für Straßenwesen. <https://doi.org/10.60850/bericht-b210>
- WUJANZ, D., BURGER, M., NEITZEL, F., LICHTENBERGER, R., SCHILL, F., EICHHORN, A., STENZ, U., NEUMANN, I. AND PAFFENHOLZ, J. (2018). Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Terrestrisches Laserscanning zur Verformungsmessung. In *Mauerwerk Kalender 2018*, W. Jäger (Ed.). <https://doi.org/10.1002/9783433608050.ch10>
- ZSCHIESCHE, K., FITZKE, M. & SCHLÜTER, M. (2022). Self-Calibration and Crosshair Tracking with Modular Digital Imaging Total Station. *PFG* 90, 543–557. <https://doi.org/10.1007/s41064-022-00220-0>

Bauaufnahme und Baumesstechnik

Edge Detection in Point Clouds for TLS Monitoring of In-Plane Displacement

Simon JERAJ¹ & Klemen KREGAR¹ (0000-0003-4203-5423)

¹ University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Chair of Geodesy
(<firstname.lastname>@fgg.uni-lj.si)

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-025](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-025), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

Abstract

Deformation monitoring of objects with a terrestrial laser scanner (TLS) focuses in practice on detecting displacements in the direction normal to the surface (out-of-plane). However, detecting displacements along the plane of objects (in-plane) on smooth, homogeneous objects remains a major challenge (an example is monitoring displacements in landslides).

In our research, we tested the detection of displacements along the plane using edge detection. We used the Riegl VZ-400 and tested a monotonically smooth plate, which we moved horizontally from 0.1 mm to 5 mm at distances of 5 m and 13 m. We detected edges in two ways, using a Gaussian model and an Edge function with the Canny algorithm. The results showed that at 5 m, it is possible to reliably detect displacements greater than 1 mm (standard deviation between 0.23 mm and 0.55 mm), and at 13 m, displacements greater than 2 mm (standard deviation between 0.32 mm and 0.96 mm). All correctly detected displacements are statistically significant at a 95% confidence level.

As an additional experiment, we also detected displacements by detecting features on a surface with a larger number of features. We simulated displacements by changing the TLS inclination at distances of 5 m, 10 m, and 20 m. We detected the displacements we tested, with slightly larger deviations from the reference values at a movement of approximately 2 mm at 10 m and 4 mm at 20 m. All displacements are statistically significant at a 95% confidence level.

The results show that TLS reliably detects in-plane displacements in the range of a few millimeters, which enables the monitoring of objects on landslides and similar cases where the traditional out-of-plane approach cannot be used. When detecting edges, we recommend multiple scan repetitions for more reliable movement detection.

1 Introduction

When monitoring deformations of objects, we usually monitor displacements in horizontal and vertical directions. With TLS monitoring, monitoring is usually performed in the direction normal to the plane or (out-of-plane) displacements. In this case, we use measurements of the distances between the scanner and the object. With TLS monitoring, however, there is a

problem with monitoring displacements in the plane of the surface (in-plane), especially on flat surfaces without distinctive geometric features.

A typical example is an object in a landslide area, where the object moves together with the ground. Due to the danger below or above the landslide, TLS measurements are only possible from the side, where the distance between the scanner and the object remains practically unchanged. In this case, the question arises as to how to reliably detect and quantify in-plane displacements of flat surfaces based on point clouds obtained with TLS. The problem becomes even greater when dealing with monotonous smooth surfaces where no features can be detected.

1.1 Use of TLS for deformation monitoring

Terrestrial laser scanning (TLS) is increasingly used for deformation monitoring because, instead of monitoring only specific points, it allows monitoring of the entire surface of an object. Despite the high density of points, determining displacements along the surface itself (so-called "in-plane" deformations) remains a major challenge. Established point cloud comparison methods, such as the M3C2 algorithm (Lague et al., 2013), are extremely effective in detecting changes in the direction of the normal to the surface, while they are often ineffective in detecting longitudinal displacements of the plane if the object does not have distinct geometric features (Medic et al., 2022). In a previous study (Kregar et al., 2022), the authors demonstrated that TLS can be used to reliably determine the parameters of a plane and detect its small inclinations and displacements, but that modeling the plane alone does not allow for the determination of displacements along the plane.

1.2 Motivation

The traditional approach to monitoring objects with TLS is usually related to monitoring in the direction of the normal plane or out-of-plane. In this article, we ask how to detect displacements along the surface of the plane itself (in-plane deformations).

Since we are monitoring smooth and homogeneous objects, traditional point cloud comparison methods do not detect these displacements. In this article, we will discuss an approach to detecting displacements by detecting the edges of a plate in several separate ways. In addition, we will evaluate a method for detecting longitudinal displacements of textured surfaces using feature detection. The goal is to find out how small displacements at specific distances can still be detected using different methods for several types of objects.

1.3 Literature overview

Point cloud deformation detection methods are based on comparing geometric models between time periods. Since TLS cannot scan the same points at various times, mathematical models of objects are used. Kregar et al. (2022) demonstrate that a plane is a suitable geometric primitive for modeling deformations, as TLS can detect changes in plane parameters in the millimeter range and inclinations of up to 150° for a 100 cm x 60 cm plate. Their study focuses on changes perpendicular to the plane.

Tan et al. (2025) use the M3C2 algorithm and plane fitting to detect global and local deformations of bridges and achieve sub-millimeter registration accuracy. Medić et al. (2022) demonstrate that shear (in-plane) displacements can also be detected by detecting key points in TLS intensity images. These approaches indicate that both radiometric and geometric analysis are necessary for comprehensive monitoring.

The main challenge in detecting displacements along a plane is that standard point cloud comparison methods (C2C, M3C2) are based on normal analysis and therefore do not detect displacements of smooth surfaces. To solve this problem, edges and other geometric features are used in practice. Che and Olsen (2017) present a fast method for edge detection based on normal analysis that is suitable for TLS data. Phan et al. (2025) develop an algorithm for automated edge detection on building facades using geometric analysis of the local environment. Ahmed et al. (2018) propose an approach for edge detection based on neighborhood symmetry that does not require the calculation of normals. These methods enable the identification of discrete geometric features that are crucial for establishing correspondence between epochs.

2 Methodology

2.1 Instrumentation

We used a Riegl VZ-400 scanner for our research task. Figure 1 shows the scanner, and Table 1 presents its technical specifications.



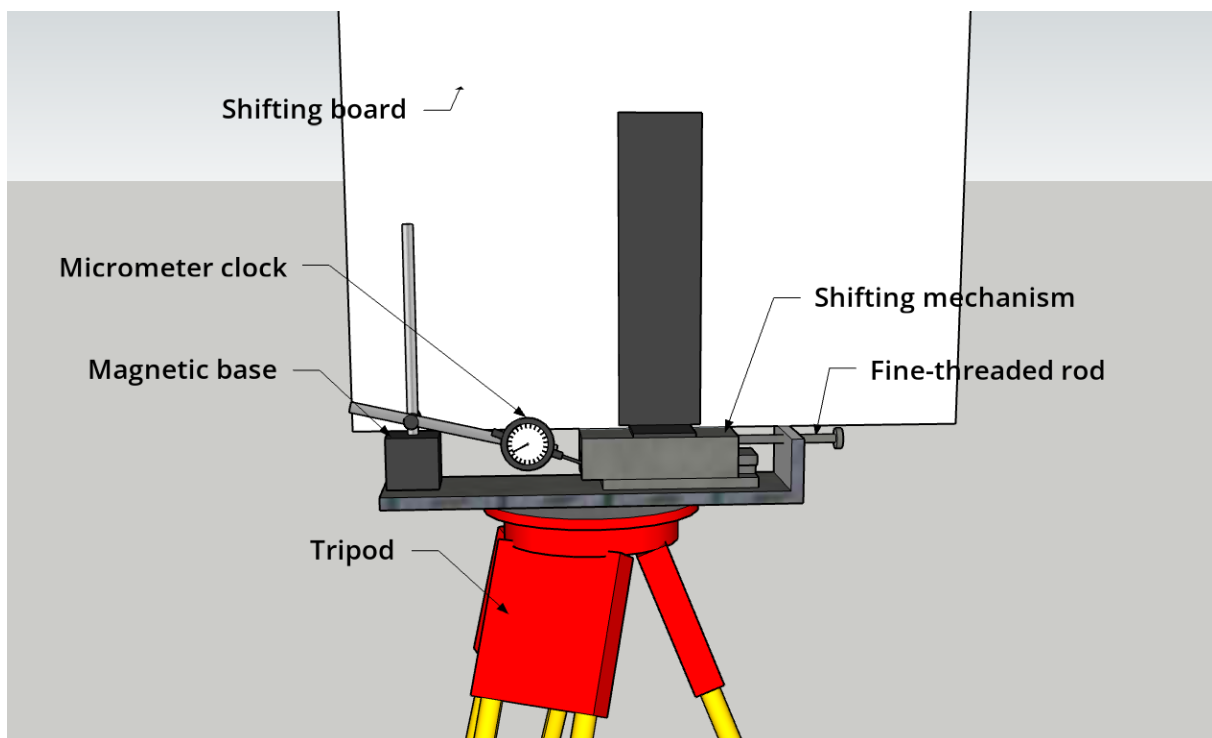
Fig. 1: Riegl VZ-400 Source: Wikimedia Commons ("VZ-400.png"), CC BY-SA 4.0 license.

Table 1: Riegl VZ-400 specifications

Riegl VZ-400	
Ranging Accuracy	5 mm
Ranging Precision	3 mm
3D Position Accuracy	3 mm @ 50 m, 5 mm @ 100 m
Angular Step Width	$0.0024^\circ \leq \Delta\theta \leq 0.288^\circ$ (Vertical)
	$0.0024^\circ \leq \Delta\varphi \leq 0.5^\circ$ (Horizontal)
Angular Accuracy	0.0028° (Vertical and Horizontal)
Angular Measurement Resolution	better 0.0005° (Vertical)
	better 0.0005° (Horizontal)

2.2 Experiment setup

To assess edge detection in horizontal displacements, we used a monotonically smooth wooden board measuring 100 cm x 60 cm, which was mounted on a mechanism that enabled movement using a small-stroke screw. The mechanism was stabilized on a tripod or pillar. To measure the displacements, we used a Bahco micrometer clock attached to a magnetic base. The scanner was stabilized on a concrete pillar. Figure 2 shows a sketch of the experiment.

**Fig. 2:** Shifting test board setup

To test displacement detection with Feature Detection, we used a measuring tape and a Leica TS-10 tachymeter to calculate the angle caused by one turn of the screw on the base of the Leica GDF321 tribrach. We did this by hanging the tape vertically, measuring the initial value, turning the screw perpendicular to the measuring tape by one turn, and measuring the value again. We also measured the distance between tachymeter and measuring tape. In this way, we calculated the screw travel using the ratio between the turns and the change.

For scanning, we used a flat, rough concrete wall with a characteristic concrete texture (bubble holes in the concrete and visible lines formed between the formwork elements). Like determining the screw travel, we turned the screw perpendicular to the wall and scanned the wall each time.

2.3 Scanning

In the first experiment, we scanned at two distances, namely 5 m and 13 m. The density of all scans was 1 mm in both directions. We first scanned the plate at an initial value of 0 mm, then shifted it by 0.1 mm; 0.2 mm; 0.5 mm; 1 mm; 2 mm; 5 mm. We repeated five scans at each offset. In total, we performed thirty-five scans.

In the second experiment, we scanned at three distances: 5 m, 10 m, and 20 m. The scanning density was 1 mm in both directions. First, we scanned the wall with the scanner completely horizontal and then shifted it by the values given in Table 2. We performed one repetition for each combination of distance and shift. In total, we performed twenty-one scanning repetitions.

Table 2: Values of offsets, inclinations, and TLS displacements during the experiment

Knurls	1	2	5	10	20	45
Inclination	0' 40"	1' 21"	3' 22"	6' 45"	13' 28"	30' 19"
Displacement [mm] per 10 m	1,7	3,4	8,5	17,1	34,1	76,7

2.4 Edge detection methods

After scanning and clipping the point clouds, we first searched for points on the plane using the RANSAC algorithm. This was followed by the calculation of the plane parameters. We calculated these only once, as we wanted the coordinate axes of all plates to be the same. This was followed by the projection of points onto the plane. We interpolated the obtained points from the $n \times 2$ matrix into a cell grid, where the values of individual cells are one where the points lie and zero where they do not. From there, we calculated the edges in two ways.

In the first method, we calculated the correlations using convolution or a moving window and then searched for the peaks of the curve separately for the left and right sides using the Gaussian model.

In the second method, we used convolution to find how many neighboring cells still contained points for each cell. This gave us values from 1 to 36 (the window was 6×12 , with values of zero in the left half and one in the right half). Using the edge function and the Canny algorithm,

we then searched for the left and right edges of the plate. In this case, we obtained a cell grid with values of zero and one, where the value one indicated the cell where the searched edge was located.

For both cases, we approximated a straight line and considered the value y-intercept of the line as the value of the left or right edge.

2.4.1 Statistical significance of edge detection displacement

In this experiment, we calculated the locations of the left and right edges for each offset. We calculated this for all five experiments. From these calculated values, we calculated the standard deviation for each side. We calculated the displacement from the reference value and the offset value.

$$D = |D_{i,j,0} - D_{i,j,k}| \quad (1)$$

$$\text{var}(D) = \text{var}(D_{i,j,0}) + \text{var}(D_{i,j,k}) \quad (2)$$

$$i = [\text{Gauss, Canny}], j = [\text{Left edge, Right edge}], k = [0,1; 0,2; 0,5; 1; 2; 5] \text{ mm}$$

$$s(D) = \sqrt{\text{var}(D)} \quad (3)$$

T-test statistics:

$$T = D/s(D), \quad (4)$$

is distributed according to a standard normal distribution with $n-1$ degrees of freedom.

We defined the hypotheses of the test statistics as follows:

- Null hypothesis (H_0): there is no displacement, $D = 0$,
- Alternative hypothesis (H_1): there is displacement, $D \neq 0$.

If test statistic T exceeds the critical value, $Z_{0.95}$ we reject the null hypothesis (H_0) and can say with 95% certainty that a displacement exists.

2.5 Feature detection methods

In the second method, we processed the initially obtained scans in an equivalent way as in the first experiment. We cropped the point clouds to the desired area, found the largest plane using the RANSAC algorithm, calculated the plane parameters for the first plane, and then used them for the others. We then projected the points onto the plane. Like the first experiment, we interpolated the points into a cellular network, except that instead of values 0 and 1, we interpolated intensity values representing the strength of the return signal into the cells. We then normalized the values in the cellular network.

We assessed several algorithms for feature detection, and the KAZE algorithm proved to be the best. We then linked the features together by matching them. Pairs whose mutual distances deviated too much from the average were removed with a 2-fold MAD or Median Absolute

Deviation value. For the remaining pairs, we calculated the average value, which represented our plane displacement relative to the initial plane.

2.5.1 Statistical significance of feature detection displacement

We wanted to check whether the displacements were statistically significant. First, we calculated the distance between the points, and the test statistic is distributed according to the standard normal distribution. We calculate the displacement D and its standard deviation using the following equations:

$$D = \sqrt{\bar{x}^2 + \bar{y}^2} \quad (5)$$

$$var(x) = \frac{\sum_{i=1}^n (\bar{x} - x_i)^2}{n-1}, \quad var(y) = \frac{\sum_{i=1}^n (\bar{y} - y_i)^2}{n-1} \quad (6,7)$$

$$var(D) = J * \Sigma * J^T \quad (8)$$

$$s(D) = \sqrt{var(D)} \quad (9)$$

T-test statistics:

$$T = D/s(D), \quad (4)$$

is distributed according to a standard normal distribution with $n-1$ degrees of freedom.

We defined the hypotheses of the test statistics as follows:

- Null hypothesis (H_0): there is no displacement, $D = 0$,
- Alternative hypothesis (H_1): there is displacement, $D \neq 0$.

If test statistic T exceeds the critical value, $Z_{0.95}$ we reject the null hypothesis (H_0) and can say with 95% certainty that a displacement exists.

3 Results

3.1 Edge detection test results

Tables 3 and 4 present the results of displacements and standard deviations for the left and right edges for both methods. Displacements that are statistically significant are marked in green, while those that are not are marked in red.

Table 3: Results of edge detection experiment using the Canny algorithm

Canny	5m Left edge		5m Right edge		13m Left edge		13m Right edge	
Offset [mm]	s(D)	D	s(D)	D	s(D)	D	s(D)	D
0,1	0,29	0,05	0,33	0,09	0,82	0,49	0,49	0,33
0,2	0,26	0,01	0,45	0,53	0,96	0,28	0,51	0,54
0,5	0,25	0,45	0,32	0,26	0,92	0,20	0,37	0,40
1	0,28	0,89	0,31	0,92	0,94	0,49	0,38	0,86
2	0,29	1,97	0,40	2,16	0,89	1,45	0,53	1,77
5	0,33	4,97	0,40	5,02	0,83	4,53	0,49	4,93

Table 4: Results of the edge detection experiment with a Gaussian curve

Gauss	5m Left edge		5m Right edge		13m Left edge		13m Right edge	
Offset [mm]	s(D)	D	s(D)	D	s(D)	D	s(D)	D
0,1	0,39	0,03	0,23	0,02	0,42	0,05	0,39	0,02
0,2	0,44	0,11	0,33	0,02	0,40	0,16	0,38	0,34
0,5	0,41	0,50	0,55	0,38	0,34	0,09	0,44	0,26
1	0,42	1,04	0,30	0,81	0,39	0,58	0,38	0,67
2	0,42	2,06	0,27	1,85	0,35	1,47	0,32	1,58
5	0,37	5,09	0,34	4,87	0,39	4,58	0,33	4,87

Standard deviations between measurements when detecting the edge of the plate with a Gaussian curve and 5 m ranged between 0.23 mm and 0.55 mm, and between 0.32 mm and 0.44 mm at 13 m. When using the Canny edge detection algorithm, the standard deviations between measurements at 5 m ranged between 0.25 mm and 0.45 mm, and between 0.37 mm and 0.96 mm at 13 m.

At 5 m, we were able to detect changes greater than 1 mm with both methods, and at 13 m, we were able to detect displacements greater than 2 mm. This was also confirmed by statistical tests. At 5 m, we also detected displacements of 0.5 mm, but not in all cases, similarly at 13 m for displacements of 2 mm. At 13 m, there are greater deviations between the detection of individual measurements. A larger number of scan repetitions could solve this.

3.2 Feature detection test

3.2.1 Calculation of feature detection test results

For each position, we resampled seven images from seven scans. We compared the first image, which represents the initial value, with the images of all subsequent displacements. Figure 3 shows an example of a comparison of two images of a scanned wall.

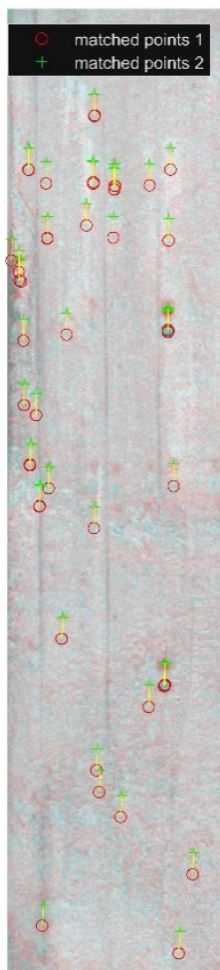


Fig. 3: Comparison of two images of a scanned wall

As we can see, all the displacements are vertical, as expected, given the rotation of the screw. This image was created after removing outliers, so no displacements stand out.

The tables below show the expected and measured displacements and a comparison of the deviations between them. All displacements are marked in green.

Table 5 shows the reference values, Table 6 shows the calculated values, and Table 7 shows a comparison of the deviations between the reference and calculated values.

Table 5: Reference values for the detection test

Reference values		Angle change					
		40''	1'21''	3'22''	6'45''	13'28''	30'19''
Distance	5	0,96	1,92	4,80	9,60	19,20	43,21
	10	1,70	3,41	8,52	17,05	34,10	76,72
	20	3,80	7,60	19,01	38,01	76,03	171,07

Table 6: Calculated values of the trait detection test

Computed values		Angle change					
		40''	1'21''	3'22''	6'45''	13'28''	30'19''
Distance	5	1,07	2,00	5,04	9,72	19,78	44,66
	10	1,17	4,00	9,00	18,02	35,65	81,48
	20	3,39	7,71	19,39	39,84	77,32	177,69

Table 7: Comparison of deviations between reference and calculated values

Comparison of reference and calculated values		Angle change					
		40''	1'21''	3'22''	6'45''	13'28''	30'19''
Distance	5	0,11	0,08	0,24	0,12	0,58	1,45
	10	-0,53	0,59	0,48	0,97	1,55	4,76
	20	-0,41	0,11	0,38	1,83	1,29	6,62

Using the KAZE algorithm, we detected several dozen features on two images and compared the displacements between them. The difference between the theoretically calculated displacements and those obtained by feature matching is mostly a few percent, except for the displacements of 1/45 of a circle for distances of 10 m and 20 m, where the deviations are greater.

3.2.2 Statistical test of calculated results of feature detection

In addition to calculating the displacements, we also calculated a test of the characteristics of the displacements. The critical value $Z\alpha$ at a 5% risk is 1.645. In our case, the test statistic T was greater for all displacements, which means that all displacements were statistically significant. We can therefore reject the null hypothesis and state with 95% certainty that the displacements are statistically significant.

4 Discussion and conclusion

In this paper, we addressed the problem of detecting in-plane displacements based on point clouds obtained with TLS in situations where objects can only be observed from the side. We presented two experiments. In the first one, we attempted to find the smallest displacement that can still be detected with TLS scanners on a smooth monotonic surface with a pronounced edge at different distances. We assessed two different edge detection methods, which we also evaluated statistically. The second experiment involved detecting matching features on two different scans and the distances between them. At three different distances, we assessed how small displacements we could still detect by changing the angle of the scanner.

First, we assessed a case where, due to the smooth monotonic surface, we could use two methods of edge detection: the Gaussian model and the Edge function with the Canny algorithm. We conducted the experiment at two distances, namely 5 m and 13 m. We shifted the plate by 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, and 5 mm, repeating the experiment five times for each distance and offset. The results showed that both approaches are capable of reliably detecting displacements greater than 0.5 mm at 5 m, and displacements of a couple of millimeters at 13 m. We also found that the displacements we detected at a given distance are statistically significant according to the standard normal distribution and a 5% risk.

In the second test, we assessed the case where the edge was not pronounced or where we had an object with walls with characteristic geometric properties. In this experiment, we used the Feature detection function with the KAZE algorithm. At 5 m, 10 m, and 20 m, we tested various changes in inclination with which we simulated the displacements of the object. We detected all displacements at all distances, with only the detected displacements at 10 m and 20 m and the 40'' inclination change deviating from the calculated values. All displacements were statistically significant according to the standard normal distribution and a 5% risk.

The plan is to repeat the edge detection experiment at longer distances, which would be more meaningful for monitoring in nature. We would also repeat the experiment of detecting features at longer distances and on objects with different structures and geometric properties. The goal is also to transfer this experiment to the real world, where we detect changes on actual objects in real time.

Literature

- KREGAR, K., MARJETIČ, A. & SAVŠEK, S. (2022): TLS-Detectable Plane Changes for Deformation Monitoring. *Sensors*, 22 (12), 4493.
- LAGUE, D., BRODU, N. & LEROUX, J. (2013): Accurate 3D comparison of complex topography with terrestrial laser scanner: Application to the Rangitikei canyon (N-Z). *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 82, S. 10–26.
- MEDIC, T., RUTTNER, P., HOLST, C. & WIESER, A. (2022): Keypoint-based deformation monitoring using a terrestrial laser scanner from a single station: Case study of a bridge pier. 5th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), Valencia, Spain.
- AHMED, S. M., TAN, Y. Z., CHEW, C. M., MAMUN, A. A. & WONG, F. S. (2018): Edge and Corner Detection for Unorganized 3D Point Clouds with Application to Robotic Welding. 2018 IEEE/RSJ International Conference on Intelligent Robots and Systems (IROS), str. 7350–7357.
- CHE, E. & OLSEN, M. J. (2017): Fast Edge Detection and Segmentation of Terrestrial Laser Scans Through Normal Variation Analysis. *ISPRS Annals of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, IV-2/W4, str. 51–57.
- PHAN, A. T. T., HUYNH, T. N. & HUYNH, M. P. (2025): Automatic Edge Detection From Point Clouds Collected by Terrestrial Laser Scanners. *Advances in Civil Engineering*, 2025, Article ID 7952041.
- TAN, D., LI, W., TAO, Y. & JI, B. (2025): Bridge Deformation Monitoring Combining 3D Laser Scanning with Multi-Scale Algorithms. *Sensors*, 25, 3869.
- TURK, G. (2012): Verjetnostni račun in statistika. Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Univerza v Ljubljani, 264 str. ISBN: 978-961-6884-04-4.
- RIEGL LASER MEASUREMENT SYSTEMS GMBH (2014): RIEGL VZ-400 – 3D Terrestrial Laser Scanner with Online Waveform Processing. Data Sheet. RIEGL LASER MEASUREMENT SYSTEMS GMBH, Horn.

Digitaler Bauantrag und BIM - Anforderungen an die amtlichen Geodaten

Eberhard MESSMER¹

¹ Messmer Vermessung PartG, eberhard.messmer@e-messmer.de

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-026](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-026), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Motivation

Das amtliche Liegenschaftskataster stellt in Europa eine der zentralen Grundlagen zur Sicherung von Eigentumsrechten dar und leistet damit einen wesentlichen Beitrag zur rechtlichen und wirtschaftlichen Stabilität. In Deutschland wurde insbesondere im Zuge der Wiedervereinigung ab 1989 deutlich, welche erheblichen Schwierigkeiten bei Investitionsvorhaben entstehen können, wenn kein aktuelles, flächendeckendes und verlässliches Liegenschaftskataster zur Verfügung steht. Die Sicherung des Eigentums durch ein qualitätsgesichertes Katasterwesen ist daher ein grundlegender Faktor für wirtschaftliche Entwicklung und nachhaltige Investitionsentscheidungen.

Mit der fortschreitenden Digitalisierung steigen die Anforderungen an das Liegenschaftskataster erheblich. Digitale Prozesse und Methoden – wie etwa Building Information Modeling (BIM), der digitale Bauantrag oder der Einsatz automatisierter Verfahren und Künstlicher Intelligenz – setzen konsistente, strukturierte und verlässliche digitale Geodaten als Datengrundlage voraus. Zukünftige Planungs-, Genehmigungs- und Bauprozesse werden nahezu vollständig digital abgewickelt werden, wodurch die Bedeutung hochwertiger amtlicher Basisdaten weiter zunimmt.

Trotz verschiedener politischer Initiativen zur Beschleunigung von Bauvorhaben, wie dem sogenannten „Bauturbo“ oder der Novellierung der Landesbauordnungen, sind Genehmigungsverfahren in Deutschland weiterhin häufig zeitaufwendig. Diese Verzögerungen führen zu volkswirtschaftlichen Verlusten und beeinträchtigen die Effizienz des Bau- und Planungswesens. Strukturelle und datenbezogene Hemmnisse, die zu Verzögerungen beitragen, sollten daher konsequent identifiziert und reduziert werden.

Der vorliegende Beitrag untersucht die Anforderungen an amtliche Kartenwerke, insbesondere an die Basisdaten des amtlichen Liegenschaftskatasters, im Kontext digitaler Planungs- und Genehmigungsprozesse. Am Beispiel des Landes Baden-Württemberg wird der aktuelle Stand analysiert und aufgezeigt, welche fachlichen, organisatorischen und technischen Voraussetzungen erforderlich sind, um künftig belastbare und zukunftsfähige Basisdaten für digitale Anwendungen bereitzustellen.

2 Digitaler Bauantrag und BIM

Der amtliche Lageplan zum Bauantrag stellt einen zentralen Bestandteil des digitalen Bauantrags dar und definiert die geplante Lage eines Bauwerks innerhalb des Grundstücks sowie im Verhältnis zu angrenzenden Flurstücken. Insbesondere in dicht bebauten Gebieten kommt dem Lageplan neben den bauordnungsrechtlichen Anforderungen eine erhebliche Bedeutung im Hinblick auf Eigentumsrechte sowie nachbarrechtliche Belange zu.

Die Erstellung des amtlichen Lageplans erfolgt durch eine sachverständige Stelle, die für die fachlich korrekte Ermittlung und Darstellung der Grundstücksgrenzen, Grenzabstände und Abstandsflächen verantwortlich ist. Der beauftragte Sachverständige haftet dabei für die Richtigkeit der geometrischen Grundlagen sowie für die korrekte Berechnung und Einhaltung der bauordnungsrechtlich relevanten Abstände. Auf Grundlage des Lageplans prüft die Genehmigungsbehörde, ob das geplante Bauvorhaben unter den gegebenen örtlichen und rechtlichen Rahmenbedingungen zulässig und realisierbar ist.

Im Kontext des digitalen Bauantrags eröffnet der digitale Lageplan die Möglichkeit, Prüfprozesse künftig zumindest teilweise zu automatisieren. Voraussetzung hierfür sind strukturierte und hinreichend genaue Geodaten. Nach aktueller Rechtsprechung ist bei der Berechnung und Festlegung von Grenzabständen eine geometrische Genauigkeit von ± 1 cm einzuhalten, um die Rechtssicherheit der Planungs- und Genehmigungsentscheidung zu gewährleisten.

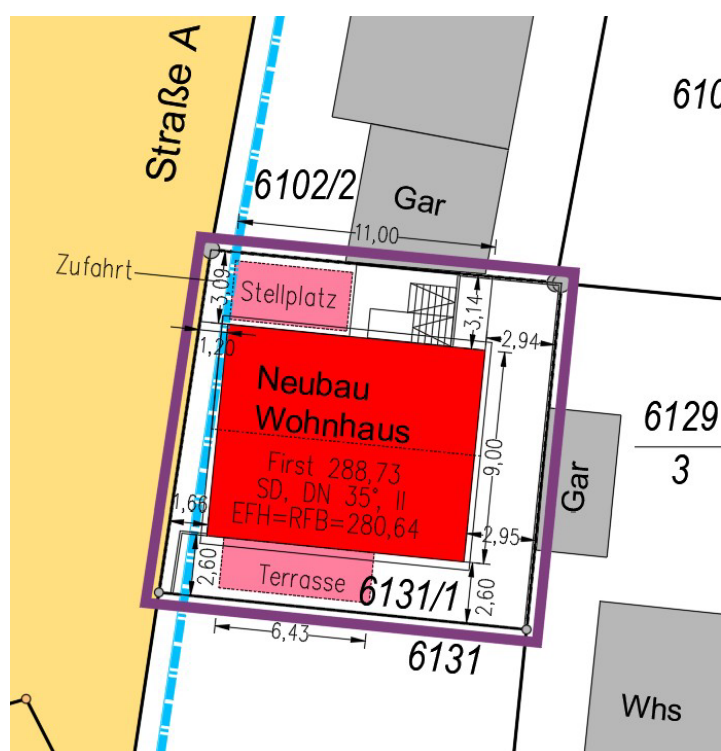


Abb. 1: Beispiel Auszug Lageplan Baden-Württemberg – Grenzabstände (unmaßstäblich)

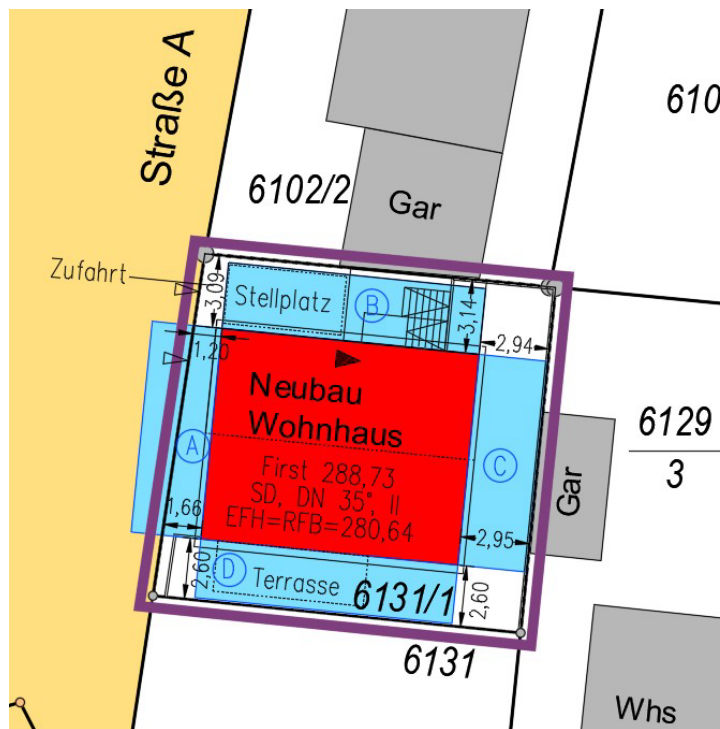


Abb. 2: Beispiel Auszug Lageplan Baden-Württemberg – Abstandsflächen (unmaßstäblich)

Auch bei der Ermittlung und Prüfung von Abstandsflächen bestehen hohe Anforderungen an die geometrische Genauigkeit. Entsprechend der geltenden rechtlichen Vorgaben ist hierbei eine Genauigkeit von ± 1 cm einzuhalten. Graphische oder nicht endgültige Koordinaten sind daher für die Berechnung von Abstandsflächen sowie für deren digitale und automatisierte Prüfung ungeeignet.

Perspektivisch soll das digitale Baugesuch direkt aus der BIM-basierten Planung abgeleitet und medienbruchfrei an die zuständige Baurechtsbehörde übermittelt werden. Voraussetzung hierfür ist, dass die erforderlichen Geobasisdaten aus dem amtlichen Liegenschaftskataster ohne zusätzliche manuelle Nachbearbeitung zuverlässig in das dreidimensionale Planungsmodell integriert werden können. Die Georeferenzierung erfolgt hierbei in der Regel auf Grundlage des Amtlichen Liegenschaftskataster-Informationssystems (ALKIS).

Vor diesem Hintergrund ist es erforderlich, dass die im Liegenschaftskataster geführten Grenzpunkte neben einer lagegenauen zweidimensionalen Koordinate (x, y) perspektivisch auch über eine Höheninformation (z) verfügen. In einer initialen Ausbaustufe kann diese Höheninformation zunächst geringeren Genauigkeitsanforderungen unterliegen. Langfristig ist jedoch eine konsistente dreidimensionale Beschreibung der Grenzpunkte notwendig, um diese unmittelbar im Planungshorizont der BIM-Modelle darzustellen und zusätzliche manuelle Anpassungen zu vermeiden.

Diese Fragestellungen sind u.a. Gegenstand eines derzeit laufenden bundesweiten Forschungsvorhabens mit dem Titel „3D-Lageplan zum Baugesuch“, das unter Beteiligung der Technischen Universität München, der RWTH Aachen, des Bundes der Öffentlich bestellten Vermessungsingenieure (BDVI) sowie weiterer Projektpartner durchgeführt wird.

3 Anforderungen an die digitalen Basisdaten - ALKIS

Aus den beschriebenen aktuellen Herausforderungen lassen sich folgende Anforderungen an eine digitale Datengrundgrundlage stellen:

1. Zuverlässigkeit (maximale Qualität)
2. Genauigkeit (in Übereinstimmung mit den baurechtlichen Anforderungen)
3. Aktualität und Vollständigkeit
4. Einheitliche Datenbasis (Koordinatensystem ETRS89/UTM oder/und GK)
5. 3D Punktdaten mit x, y, z – Koordinaten

Digitale und automatisierte Prozesse basieren grundsätzlich auf binären Entscheidungslogiken („wahr“ oder „falsch“). Koordinaten mit graphischem oder nicht endgültigem Status sind daher für digitale Prüf- und Entscheidungsprozesse grundsätzlich ungeeignet.

3.1 Zuverlässigkeit

In Baden-Württemberg wird ein sogenanntes Koordinatenkataster geführt. Grenz- und Gebäudepunkte, die im ALKIS als „endgültig“ gekennzeichnet sind, können als zuverlässig und geometrisch belastbar angesehen werden. Nach den Vorgaben der Arbeitsgemeinschaft der Vermessungsverwaltungen der Länder der Bundesrepublik Deutschland (AdV) liegt die Lagegenauigkeit dieser Koordinaten typischerweise im Bereich von ± 3 cm bis ± 5 cm. In der Praxis wird diese Genauigkeit häufig sogar unterschritten. Sie entspricht damit der erreichbaren Positioniergenauigkeit moderner GNSS-Messverfahren.

Auf dieser Datengrundlage können bauordnungsrechtlich relevante Berechnungen, etwa zu Grenzabständen und Abstandsflächen, innerhalb der geforderten Genauigkeit durchgeführt werden. Grenzpunkte mit nicht endgültigem Lagestatus erfüllen diese Anforderungen hingegen nicht und sind für digitale Prozesse nicht geeignet, da ihre geometrische Qualität nicht ausreichend ist.

Vor diesem Hintergrund ist es insbesondere in bebauten Gebieten dringend erforderlich, zeitnah endgültige Koordinaten herzustellen, um flächendeckend digitale Planungs- und Genehmigungsprozesse zu ermöglichen. In landwirtschaftlich genutzten Bereichen erscheint dieser Handlungsdruck derzeit geringer, wird jedoch angesichts zunehmender Automatisierung – etwa durch landwirtschaftliche Maschinenbearbeitung mit Zentimetergenauigkeit – ebenfalls an Bedeutung gewinnen.

Aktuell sind in Baden-Württemberg landesweit noch rund 47 % der Grenzpunkte nicht endgültig bestimmt. In einzelnen Landkreisen und Städten liegt der Anteil nicht endgültiger Grenzpunkte sogar deutlich höher. Demgegenüber existieren untere Vermessungsbehörden, etwa die Stadt Ludwigsburg, bei denen über 99 % (646) der Grenzpunkte endgültig bestimmt sind. Andere Gebietskörperschaften, wie der Rems-Murr-Kreis, weisen hingegen lediglich einen Anteil von rund 38 % (787.869 von 2.053.171 Grenzpunkte) endgültiger Grenzpunkte auf. Auch in der Landeshauptstadt Stuttgart beträgt der Anteil endgültiger Grenzpunkte lediglich etwa 54 %, obwohl dort teilweise sehr hohe Bodenrichtwerte vorliegen.

Eine Fortschreibung der aktuellen Entwicklung zeigt, dass bei gleichbleibendem jährlichem Zuwachs an endgültigen Grenzpunkten landesweit mehrere Jahrzehnte erforderlich wären, um vollständige endgültige Koordinaten zu erreichen (jährlichen Zuwachs von 10/2017 bis 02/2025 an endgültigen Grenzpunkten, so würde das durchschnittlich ca. 90 Jahre brauchen). In einzelnen Landkreisen würde dieser Prozess sogar mehr als ein Jahrhundert (156 Jahre) in Anspruch nehmen. Neben der geometrischen Unsicherheit der Grenzpunkte sind hiervon auch die Flächenangaben der Flurstücke betroffen, bei denen in Einzelfällen erhebliche Abweichungen festgestellt wurden. Diese Unsicherheiten können sich unter anderem auf steuerliche Bewertungen, etwa im Rahmen der Grundsteuer, auswirken. Als Beispiel führen wir unsere Heimatgemeinde an. Die meisten der Grenzpunkte sind nicht endgültig (s. rote Punkte).

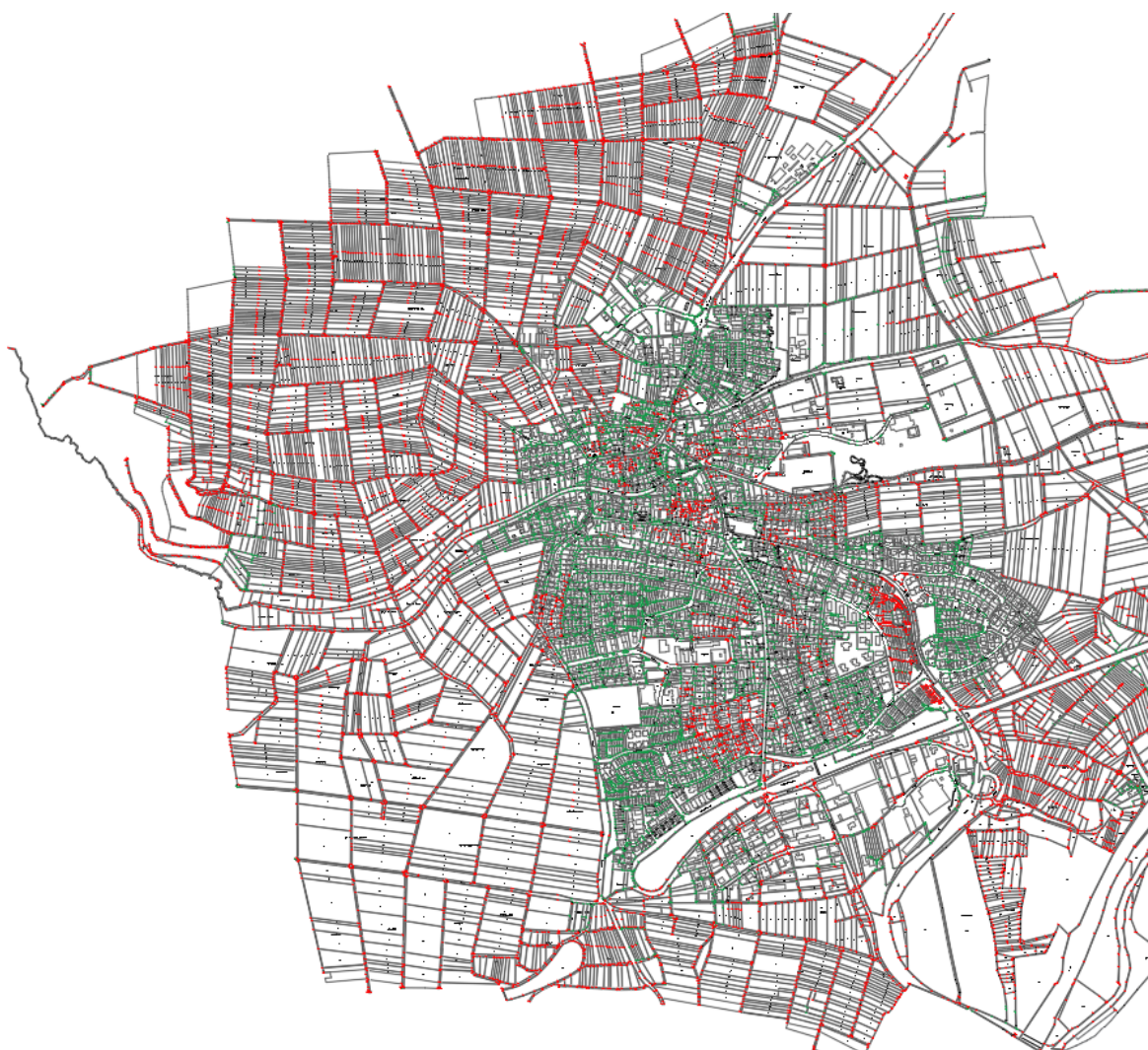


Abb. 3: Beispiel für die Koordinatenqualität der Gemarkung Schwaikheim (grün – endgültig, rot – graphisch – nicht endgültig). Auszug aus ALKIS Stand 07/2025.

3.2 Aktualität und Vollständigkeit

Grenzpunkte und Grenzverläufe sind im ALKIS in der Regel aktuell, da Katastervermessungen häufig im Zusammenhang mit Grundstücksübertragungen erfolgen und Voraussetzung für die grundbuchliche Vollziehung sind. Deutlich kritischer ist hingegen die Erfassung von Gebäuden im Liegenschaftskataster.

Gebäudeinformationen stellen eine wesentliche Grundlage für Planungen, Leitungsdokumentationen und städtebauliche Analysen dar. In Baden-Württemberg fehlen derzeit jedoch zahlreiche bestehende Gebäude im ALKIS, da diese bislang nicht eingemessen oder nachgeführt wurden. Eine Verknüpfung der Gebäudeaufnahme mit der bauaufsichtlichen Abnahme nach Fertigstellung wurde bislang nicht umgesetzt.

Eine systematische und zeitnahe Erfassung neuer und veränderter Gebäude würde die Aktualität und Nutzbarkeit des Liegenschaftskatasters erheblich verbessern, ohne über die Kosten der Gebäudeaufnahme hinaus zusätzliche finanzielle Belastungen für Bauherrschaft oder öffentliche Hand zu verursachen.

3.3 Einheitliche Datenbasis

Das europäische Koordinatenreferenzsystem ETRS89 ist mittlerweile weitgehend eingeführt und sollte künftig die verbindliche Grundlage für die Georeferenzierung digitaler Bauanträge und BIM-basierter Planungen bilden. Übergangsweise ist es jedoch erforderlich, auch andere Koordinatensysteme, insbesondere das Gauß-Krüger-System, parallel bereitzustellen, da viele Anwender nicht mit den ETRS89-Koordinaten in der Praxis umgehen können.

Alternativ könnten Transformationsdienste bereitgestellt werden, die eine bessere bedarfsgerechte Bereitstellung der Daten in längentreuen Koordinatensystemen ermöglichen. Als einheitlicher Höhenbezug sollte bundesweit das Deutsche Haupthöhennetz DHHN2026 verwendet werden.

3.4 3D Punktdaten – auch in ALKIS ?

Für die Georeferenzierung von BIM-Modellen sind dreidimensionale Koordinaten erforderlich. Derzeit werden Grenzpunkte im ALKIS ausschließlich zweidimensional geführt. Bei der Übernahme in dreidimensionale Planungsmodelle ist daher eine nachträgliche Höhenzuweisung erforderlich, was zusätzlichen Aufwand verursacht.

Diese Nachbearbeitung könnte vermieden werden, wenn die Grenzpunkte im ALKIS grundsätzlich mit einer Höheninformation versehen würden. Die Höhenwerte könnten beispielsweise aus hochauflösenden digitalen Geländemodellen interpoliert werden, die in Baden-Württemberg flächendeckend verfügbar sind. Eine Genauigkeit im Dezimeterbereich wäre hierfür bereits ausreichend, um eine korrekte Darstellung der Grenzen im Höhenhorizont des Flurstücks zu ermöglichen. Im Zuge von Fortführungsvermessungen können dann später auch Höhen aus GNSS-Messungen abgespeichert, die bisher nicht dauerhaft abgespeichert werden.

4 Praktische Szenarien im Planungsalltag in Baden-Württemberg

4.1 Planung auf Grundlage von Open-Data-Daten

In der Praxis greifen Planende häufig auf frei verfügbare ALKIS-Daten zurück und erstellen darauf basierend erste Entwurfsplanungen. Bei der Einreichung des Baugesuchs wird anschließend z.B. ein öffentlich bestellter Vermessungsingenieur mit der Erstellung des amtlichen Lageplans beauftragt. Sind alle relevanten Grenzpunkte endgültig bestimmt, kann der Lageplan kurzfristig erstellt werden. Liegen hingegen nicht endgültige Grenzpunkte vor, ist eine aufwendige Koordinatenberechnung, die zusätzliche Erhebungen, rechnerische Prüfungen und gegebenenfalls örtliche Untersuchungen notwendig macht. Dieser Prozess kann mehrere Monate in Anspruch nehmen und im ungünstigsten Fall auch zu Planungsänderungen führen.

4.2 Planung in Zusammenarbeit mit einem öffentlich bestellten Vermessungsingenieur/in (ÖbVI)

Der Planer bezieht einen öffentlich bestellten Vermessungsingenieur frühzeitig ein, sodass die Daten im Vorfeld entsprechend aufbereitet werden können. Häufig erfolgt parallel eine Koordinatenberechnung von endgültigen Koordinaten. Trotz dieses Vorgehens kommt es erfahrungsgemäß immer wieder zu größeren Verzögerungen.

4.3 Planung durch einen nicht öffentlich bestellten Vermessungsingenieur/in

Beauftragt der Planer ein Vermessungsbüro ohne ÖbVI -Zulassung (in Baden-Württemberg schätzungsweise über 300 Büros), werden die Grenzen oft nur für den Lageplan lediglich temporär berechnet, ohne dass diese Daten ins Liegenschaftskataster übernommen werden. Dies führt regelmäßig dazu, dass das Bauamt nachträglich eine Grenzfeststellung verlangt, um die Baugenehmigung zu erteilen – was wiederum zu erheblichen Verzögerungen und Mehrkosten für den Bauherrn führt. Diese Vorgehensweise wird leider auch von ÖbVI praktiziert.

4.4 Fazit

Nicht endgültige Grenzpunkte im ALKIS führen systematisch zu Verzögerungen in Planungs- und Genehmigungsprozessen sowie zu zusätzlichen Kosten für Bauherrschaften. Während in Neubaugebieten in der Regel endgültige Koordinaten vorliegen, ist die Situation in bestehenden bebauten Gebieten häufig gegenteilig. Diese Problematik betrifft keine Einzelfälle, sondern eine Vielzahl von Grundstücken, ohne dass hierzu bislang belastbare statistische Erhebungen vorliegen.

Gerade Käuferinnen und Käufer ohne Fachkenntnisse erwerben häufig Grundstücke in gutem Glauben, müssen jedoch im Nachhinein erhebliche Kosten aufbringen, um **verlässliche und endgültige Grenzpunktkoordinaten** für die Planung zu erhalten. Eventuelle spätere

Flächenberichtigungen wegen bisher vorliegenden ungenauen Koordinaten sind hierbei auch noch zu berücksichtigen.

Alle Ausführungen basieren auf der Annahme, dass es sich um Standardfälle des Liegenschaftskatasters handelt. Ausnahmen und spezielle Fälle wie Koordinaten in Rutschgebieten, Koordinatenänderungen aufgrund eines fehlerhaften Katasters etc. sind hierbei nicht betrachtet. Diese sind im Einzelfall zu lösen.

5 Ausblick und Lösungsansätze

Eine nachhaltige Beschleunigung und die Digitalisierung von Planungsprozessen ist nur möglich, wenn die Geobasisdaten – insbesondere die Daten des Liegenschaftskatasters – flächendeckend in der erforderlichen Qualität vorliegen. Für Baden-Württemberg ergibt sich daraus die dringende Notwendigkeit, zunächst alle bebauten Gebiete zeitnah in den Lagestatus „endgültig“ zu überführen. Landwirtschaftliche Flächen sollten anschließend folgen.

Eine Zielsetzung, wonach bebaute Gebiete bis spätestens 2030 und landwirtschaftliche Flächen bis 2035 vollständig mit endgültigen Koordinaten ausgestattet sind, erscheint fachlich sinnvoll. An diesem Prozess sollten sowohl die Vermessungsverwaltungen als auch die öffentlich bestellten Vermessungsingenieurinnen und -ingenieure beteiligt werden.

Langfristig würden sich die hierfür notwendigen Investitionen amortisieren, da durch verlässliche Koordinaten der Personalbedarf sinkt, der Zuschussbedarf der Vermessungsverwaltung reduziert wird und Planungsprozesse deutlich effizienter gestaltet werden können. Werden die Ziele einer konsequenten Digitalisierung und einer BIM-basierten Planung ernsthaft verfolgt, ist es zudem erforderlich, Grenzpunkte im Liegenschaftskataster künftig zumindest nachrichtlich mit Höheninformationen zu führen.

Literatur

AKTUELLE KATASTERVORSCHRIFTEN IN BADEN-WÜRTTEMBERG Ministerium für
Landentwicklung und Wohnen (MLW) Stuttgart 2025

DRUCKSACHE 14/0305 v. 08.09.2006 Landtag Baden-Württemberg Stuttgart 2006

DRUCKSACHE 16/2810 v. 12.10.2017 Landtag Baden-Württemberg Stuttgart 2017

DRUCKSACHE 17/8229 v. 24.02.2025 Landtag Baden-Württemberg Stuttgart 2025

BIM Fachmodelle der Vermessung

Christian CLEMEN¹ (0000-0002-5807-7698) & Andreas WAGNER² (0000-0002-6000-3604)

¹ Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden, christian.clemen@htw-dresden.de

² ANGERMEIER INGENIEURE GmbH, wagner.andreas@angermeier.de

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-027](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-027), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Einleitung

Im DVW-Arbeitskreis 3 „BIM“ wurden die nachfolgenden „BIM-Fachmodelle der Vermessung“ erarbeitet, um eine einheitliche Kommunikation der Vermessungsbranche über ihre Produkte und Dienstleistungen im BIM-Prozess zu fördern. Neben dem Wiedererkennungswert der Begriffe kann die kategorische Gliederung der Fachmodelle zur Steuerung der Kommunikation in BIM-Projekten und bei der Auftragsanbahnung genutzt werden. Die erste Veröffentlichung fand im DVW „Leitfaden Geodäsie und BIM“, Version 5.0 statt (DVW AK3 „BIM“, 2025). Die „BIM-Fachmodelle der Vermessung“ wurden aus den unterschiedlichen Perspektiven von freiberuflichen Ingenieurbüros, Vermessungs- und Softwareunternehmen, der öffentlichen Verwaltung und Hochschulen gemeinsam entwickelt. Der vorliegende Konferenzbeitrag zum IVK2026 ist inhaltlich leicht angepasst, um den D-A-CH Kontext erweitert und mit einigen Abbildungen ergänzt.

2 Fachmodelle

Im BIM-Prozess erfolgt die Bearbeitung nicht an einem einzelnen, gemeinsamen zentralen Modell. Stattdessen werden spezifische Aspekte der jeweiligen Fachdisziplinen oder Gewerke in Fachmodellen abgebildet. Der Begriff „Fachmodell“ bezieht sich auf die inhaltlich-semantische Gliederung, der Begriff „Teilmodell“ hingegen auf die räumliche Gliederung. Diese Modelle können zwei-, drei- oder höherdimensional ausgestaltet sein und enthalten sowohl geometrische als auch semantische Informationen. Im Planungsprozess werden sie regelmäßig zu einem Koordinationsmodell zusammengeführt, um sie auf Konsistenz und Kollisionen zu überprüfen und die Zusammenarbeit zwischen den verschiedenen Disziplinen zu erleichtern. Die Motivation und Komplexität von verteilten Fachmodellen – im Gegensatz zu einer zentralen monolithischen Datenbank – wurden schon früh (BEACH u. a., 2017) durch drei Aspekte beschrieben:

- Verteilte Verantwortlichkeit für Modellerstellung und Modellkoordination
- Vermeidung der Fragmentierung von Information durch orchestrierte Nebenläufigkeit der Modellnutzung und Modellerstellung.
- Vorausschauendes und nachhaltiges Datenmanagement über alle Leistungsphasen.

Der Begriff „Fachmodell“ ist in Lehrbüchern kodifiziert. Für diese Arbeitsweise haben sich in Deutschland die Ausdrücke *Fachmodellbasiertes Arbeiten* oder *Föderiertes Datenmanagement*

etabliert (BORRMANN u. a., 2021). In Deutschland ist dafür die VDI Richtlinie 2552 maßgeblich, insbesondere die Blatt 2 „Begriffe“ (VDI, 2022) und Blatt 4 „Anforderungen an den Datenaustausch“ (VDI, 2020). In diesen Richtlinien wird das **Bauwerksinformationsmodell** definiert als digitales Modell aus geometrischen und nicht geometrischen, jedoch strukturierten Daten, das sich aus mehreren Fach- und Teilmodellen zusammensetzen kann und der Dokumentation eines Bauwerks dient. **Fachmodelle** werden nach Domänen, Phasen oder nach räumlichen Bereichen unterteilt. **Teilmodelle** beschreiben einen definierten Ausschnitt eines Fachmodells. Die Aufteilung eines Fachmodells in Teilmodelle dient der performanten oder gleichzeitigen Bearbeitung. Eine weitere Modellkategorie ist nach VDI-Richtlinie 2552 das **Bestandsmodell**, das den Istzustand eines Bauwerks bis zum gewählten Fertigstellungsgrad beschreibt. Ein Spezialfall des Bestandsmodells ist das **As-built Modell**, das im Zuge der Ausführung aufgenommen wird, und in BIM Projekten als ein angepasstes Bauwerksinformationsmodell verstanden wird. Im Gegensatz dazu widerspiegelt das **As-planned Modell**, die Planung bis zum definierten Detailierungsgrad und Umfang. Aus Sicht der Ingenieurgeodäsie ist schließlich noch der Begriff „Referenzmodell“ von Bedeutung. Ein **Referenzmodell** dient dem räumlichen Bezug für weitere Teil- oder Fach und ausdrücklich nicht der inhaltlichen Bearbeitung.

Etwas anders gliedert die **Schweizer SIA 2051** (SIA, 2017) digitale Bauwerksmodelle in disziplinspezifische Fachmodelle. Der Begriff Teilmodell ist aber nicht explizit als räumliche Zerlegung zu verstehen. Bei der Definition des Bestandsmodell nennt SIA 2051 explizit die Nachmodellierung oder Aufnahme des Bestands mit z.B. Laserscanning oder bildgebenden 3D-Messverfahren. Ein Bestandsmodell kann nach SIA 2051 bestehende Bauwerke, Daten der amtlichen Vermessung, Werkleitungsinformationen, das digitale Geländemodell, das Verkehrsnetz usw. umfassen. Das Referenzmodell ist nicht auf den räumlichen Bezug beschränkt, sondern beschreibt das Architekturmodell als übergeordnete Referenz für alle Fachmodelle. Die Schweizer SIA 2051 ist im Gegensatz zur deutschen VDI-Richtlinie 2552 umfangreicher in Bezug auf die allgemeine Informationsmodellierung (z.B. bzgl. konzeptuelles/logisches/phisches Datenmodell, Wertebereich, ...) und das Geodatenmanagement (DGM, DOM, ...).

Die sehr umfangreiche **Österreichische ÖNORM A 6241-2** gliedert das Projektmodell ebenfalls in disziplinspezifische Fachmodelle, die räumlich in Teilmodelle aufgegliedert werden können (HORNER, 2018). Für das Geodatenmanagement und die Ingenieurgeodäsie werden explizit

- das Umgebungsmodell (Gelände, Infrastruktur, Grenzen und behördliche Vorgaben),
- das Bestandsmodell als geometrisch-semantische Grundlage für Umbauprojekte und
- das As-Built-Modell für die Abbildung des errichteten Zustands

definiert. In der der Österreichischen ÖNORM A 6241-2 ist die Zeitgliederung in Projektphasen, Leistungsphasen, Revisions- und Entwicklungsstände das wichtigste Ordnungsprinzip. Methodisch interessant ist auch die Gliederung in Anforderungs-, Arbeits-, Auswerte-, Dokumentations- und Koordinationsmodell.

Für Infrastrukturprojekte, wo das Geodatenmanagement und Vermessung eine noch herausragendere Rolle spielen, werden in Praxisleitfäden weitere Informationen gegeben. Zum Beispiel listet das Rahmendokument „Definition der Fachmodelle“ des bundesdeutschen „Masterplan BIM – Bundesfernstraßen“ (MEISTER, ANDREAS u. a., 2021) folgende Fachmodelle auf:

Umgebungsmodell, Vermessung, Geotechnik/Baugrund, Verkehrsanlage/Strecke, Ingenieurbau/Bauwerk, Technische Ausrüstung, Landschaftsbau und Leitungsbau. Das Umgebungsmodell mit (DGM, Stadtmodell, Liegenschaftskataster, Kampfmittel, ...) fällt in den Bereich des Geodatenmanagements und das Fachmodell Vermessung mit Bauvermessung, DGM und Punktwolken beschreibt klassische Produkte der Ingenieurgeodäsie.

In den Vorgaben zur Anwendung der BIM Methodik (DB INFRAGO, 2025) der Deutschen Bahn sind disziplinspezifische Fachmodelle und räumliche Teilmodelle ebenfalls ein wesentliches Ordnungsprinzip. Weil diese Vorgaben aber – im Gegensatz zu den oben genannten VDI/SIA/ÖNÖRM Richtlinien - ganz konkrete Anforderungen eines (!) Auftraggebers enthalten, können sehr spezifische Vorgaben getroffen werden. Zum Beispiel enthält das Umgebungsmodell den IvL-Plan (Ingenieurvermessung und Liegenschaften im Bahnhofsbereich). Darüber hinaus werden spezielle Kategorien zur Mess-/Scangenaugigkeit und die Modellgenauigkeit **Level of Accuracy (LoA)** angeben und Vorgaben zu lokalen Koordinatensystem für Personenbahnhöfe festgelegt.

In allen drei D-A-CH Ländern findet derzeit eine Harmonisierung der Begriffe über die ISO19650 statt (ISO, 2018). Allerdings kann kritisch angemerkt werden, dass die ISO19650 sehr abstrakt Spezifikationen enthält, die zwar ausdrücklich das verteilte Arbeiten adressiert, aber nicht konkret von Teil- oder Fachmodellen spricht, sondern nur sehr allgemein von Federationsstrategie.

3 Die vier BIM Fachmodelle der Vermessung

Vermessung ist stets interdisziplinär. In der Regel liefert sie den Raumbezug und die geometrischen Grundlagen, auf deren Basis weitere Fachdisziplinen die gebaute und unbebaute Umwelt planen, bauen und bewirtschaften. Das heißt, der Zweck, der Inhalt, der Abstraktionsgrad und die Struktur der BIM-Fachmodelle der Vermessung sind per se mit anderen Disziplinen verknüpft. Für eine Differenzierung der BIM-Fachmodelle der Vermessung ist also nicht die nutzende Disziplin wesentlich, sondern der Zeitpunkt der Erstellung für bestimmte Anwendungsfälle. Es wurden vier BIM-Fachmodelle der Vermessung identifiziert (Abb. 1):

1. Geodätisches Raumbezugsmodell (engl. *Geospatial Reference Model*)
2. Bestandsmodell Vermessung (engl. *As-is Model*) mit
 - a. Bauwerksmodell (engl. *As-is Asset Model*)
 - b. Umgebungsmodell (engl. *Environmental Context Model*)
 - c. 3D-Lageplan/Baurechtsmodell (engl. *Legal Site Model*)
3. Absteckungsmodell (engl. *BIM-to-Site Model*)
4. Baudokumentationsmodell (engl. *As-built Model*)

Die Gliederung und einheitliche Kommunikation der BIM-Fachmodelle der Vermessung dient auch der Optimierungsmaxime der BIM-Methodik. Informationen für das BIM-Modell sollten möglichst kostengünstig erfasst werden. Sie sollten nur einmal erfasst werden, idealerweise dort, wo die fachlichen Kompetenzen liegen. Die Modellinformationen sollen so aufbereitet sein, dass sie in nachfolgenden Anwendungsfällen optimal genutzt werden können.

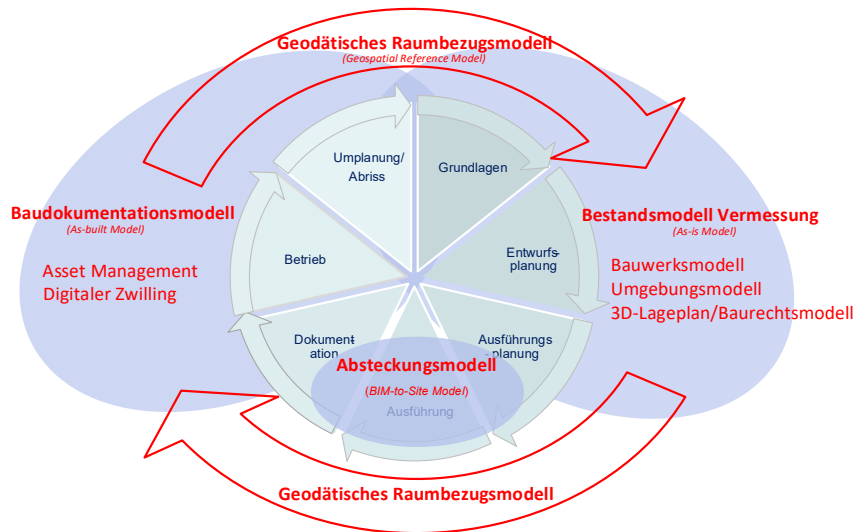


Abb. 1: Die vier BIM-Fachmodelle der Vermessung im Lebenszyklus der Bauwerksinformation

3.1 Raumbezugsmodell (engl. geospatial reference model)

Das „Geodätische Raumbezugsmodell“ bildet im BIM-Projekt den Rahmen für die Georeferenzierung aller Teil- und Fachmodelle. Es enthält die verbindliche Definition des geodätischen Referenzrahmens (Transformationsparameter/Abbildungsvorschrift), das Festpunktfeld (Vermessungspunkte in Lage und Höhe), sowie die Einfügapunkte der anderen Teil- und Fachmodelle und die Austausch- bzw. Koordinationskörper (Abb. 2). Es ist die essentielle Grundlage und das räumlich verbindende Element aller Modelle des BIM-Prozesses.

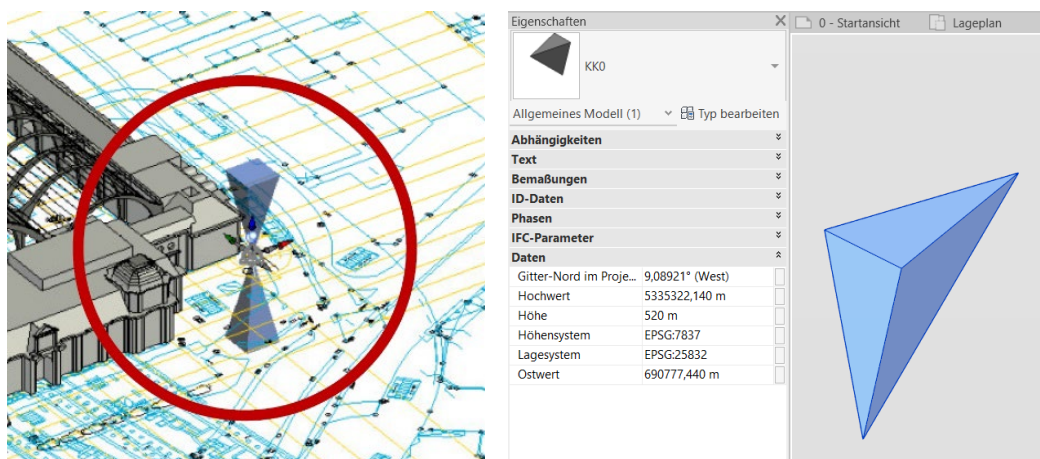


Abb. 2: Neben dem Koordinationskörper enthält das Raumbezugsmodell auch Vermessungspunkten mit Punktnummer, Koordinatenwerten und Metadaten zum Raumbezug

3.2 Bestandsmodell

Das „Bestandsmodell Vermessung“ bildet den Zustand des aktuellen Bestandes ab, der durch Vermessung erfasst oder mittels BIM-Geodatenmanagement integriert werden kann. Es wird grundsätzlich zwischen drei Typen von Bestandsmodellen unterschieden:

- Das **Bauwerksmodell** repräsentiert das zu beplanende Bauwerk, beispielsweise ein bestehendes Gebäude, eine bestehende Straße oder Bahnstrecke, sowie dessen Ausstattung. Es wird mittels attributierter Bauteile strukturiert und enthält bei Bedarf weitere Geometrieinformationen. Ergänzend oder alternativ sind etwa Repräsentationen durch Punktwolken und/oder 3D-Meshes üblich.
- Das **Umgebungsmodell** (Abb. 3) repräsentiert den topographischen Kontext mit Gelände, Topographie und weiteren Bauwerken in der Umgebung. Darin werden die Geländeoberfläche sowie relevante topografische Objekte (Entwässerung, Bewuchs, Mauern, Zäune etc.) und weitere Bauwerke (Bebauung, Ingenieurbauwerke) in geeigneter Weise, oft nur als Kubatur, modelliert.
- Das **3D-Lageplan/Baurechtsmodell** repräsentiert die für das Vorhaben rechtlich relevanten Geometrien und Objekte und deren Eigenschaften. Dazu zählen beispielsweise Flurstücke, Bauleitplanung, Baulasten, Erschließungsnachweise, Schutzgebiete und Schutzgüter. Eine wichtige Ausprägung ist das 3D-Lageplanmodell, das rechtlichen Zustände und Informationen, welche die Genehmigungsfähigkeit der Planung betreffen, enthält.

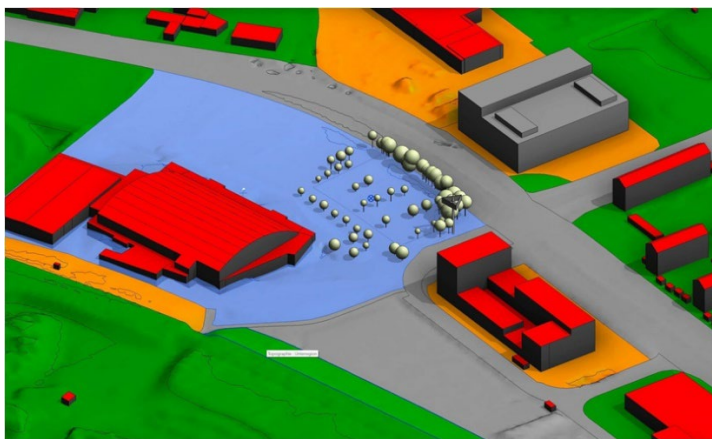


Abb. 3: Beispiel für ein Umgebungsmodell, welches das Geländemodell, Stadtmodell und Liegenschaftskataster in BIM Software nutzbar macht.

Die Struktur und der Inhalt des Bestandsmodells Vermessung ergeben sich aus den Informationsbedarfen der jeweiligen Aufgabenstellung (Umbau/Neubau) und Disziplin (Hochbau, Infrastruktur usw.). Neben dem Bestandsmodell Vermessung existieren auch Bestandsmodelle anderer Fachdisziplinen. Ergänzende Fachmodelle anderer Fachdisziplinen, die in das Bestandsmodell der Vermessung integriert werden, sind beispielsweise die Technische Gebäudeausrüstung (TGA), die Objekte von Leitungsbetreibern der Bereiche Ver- und Entsorgung, das Baugrundmodell oder Bestandsobjekte aus Straßendatenbanken oder der Gleisnetzdatenbank der DB AG.

3.3 Absteckungsmodell

Das „Absteckungsmodell“ dient sowohl der Übertragung der Planung in die Realität als auch dem Nachweis der durchgeführten (Absteckungs-)Arbeiten. Es umfasst die abzusteckenden Punkte, Achsen, Schichten bzw. Horizonte oder eine reduzierte Darstellung der abzusteckenden

Bauteile. Zudem enthält das „Absteckungsmodell“ Angaben zum Zeitpunkt und zur Genauigkeit der Absteckung. Es dient dem durchgängigen Nachweis der baubegleitenden Vermessung und bildet beispielsweise die Grundlage für die Bauabrechnung.

Nach §3 Abs. 2 VOB Teil B gilt: „Das Abstecken der Hauptachsen der baulichen Anlagen, ebenso der Grenzen des Geländes, das dem Auftragnehmer zur Verfügung gestellt wird [...] sind Sache des Auftraggebers.“ Die Musterbauordnung regelt die Absteckung in § 72 Abs. 8 Baugenehmigung, Baubeginn: „Vor Baubeginn eines Gebäudes müssen die Grundrissfläche abgesteckt und seine Höhenlage festgelegt sein.“ Kritisch zu hinterfragen ist, ob mit dem Vorliegen eines dreidimensionalen BIM-Modells zukünftig überhaupt noch ein Absteckungsmodell vorhanden sein muss – zumindest für einige Bauwerkstypen. Werden definierte Absteckungspunkte noch benötigt oder dann nicht direkt aus dem Modell eine Objektkante, eine Schicht oder eine Trasse im Infrastrukturbereich o.Ä. von einer Baumaschine in die Örtlichkeit übertragen werden? Sicher ist jedoch, dass für eine Maschinensteuerung ein Modell mit nur wenigen ausgewählten Objekten erzeugt werden muss. Die Reduktion der Elemente sowie die Zusammenführung der relevanten Objekte aus den einzelnen Fachmodellen der Planung (Architekturmodell, Tragwerksmodell, TGA-Modell usw.) muss durch einen Fachexperten, in diesem Fall in der Regel aus dem Vermessungsingenieurwesen, erfolgen.

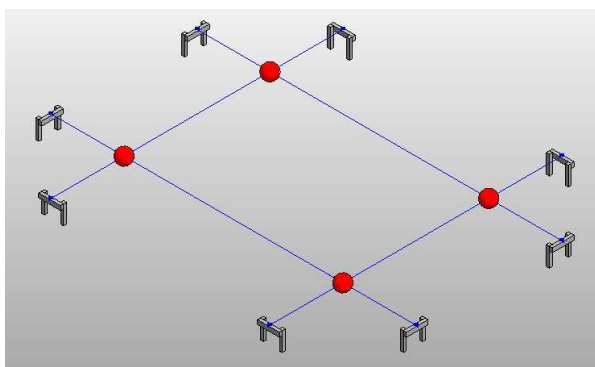


Abb. 4: Vereinfachte Visualisierung eines Absteckungsmodells (Schnurgerüst)

3.4 Baudokumentationsmodell

Das „Baudokumentationsmodell“ ist ein aktualisiertes Planungsmodell des erstellten Bauwerks, das die tatsächliche Ausführung auf der Baustelle berücksichtigt. Es können auch weitere Informationen Dritter (Sparten, TGA etc.) enthalten sein. Je nach Aktualisierung während des Baufortschritts können Elemente enthalten sein, die später nicht mehr sichtbar sind, z. B. Wandaufbauten oder Schichten im Infrastrukturbereich. Das heißt, es kann einen höheren Informationsgrad als das Bestandsmodell Vermessung enthalten. Das „Baudokumentationsmodell“ kann dem Bauherrn zur Abnahme, den Bauausführenden zur planungsgerechten Bauausführung (Qualitätssicherung) und der Abrechnung dienen. Für den Zweck der Abrechnung ist es wichtig, dass die Elemente des Modells Informationen/Attribute zur erfassten Methode (z. B. Aufmaß mit Genauigkeit, aus Planung übernommen usw.) enthalten, um eine gesicherte Aussage zu erhalten. Darüber hinaus kann das „Baudokumentationsmodell“ dem Betreiber zur Dokumentation der Inbetriebnahme dienen. Nach der Übergabe in die Betriebsphase, kann das

Modell über den gesamten Lebenszyklus des Bauwerks fortlaufend aktualisiert werden und stellt somit die Grundlage für ein Betriebsmodell, z. B. in einem Digitalen Zwilling, dar.

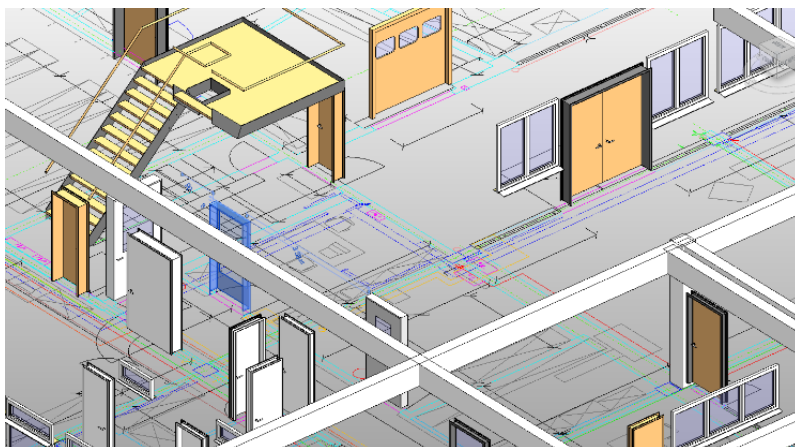


Abb. 5: Vereinfachte Visualisierung eines Baudokumentationsmodells für das Facility Management eines Werkgeländes

4 Zusammenfassung

Die folgende Tabelle fasst die Fachmodelle mit ihrem Inhalt und Zwecken zusammen. Zusätzlich enthält die Tabelle eine Zuordnung zu den HOAI-Leistungsphasen, Nutzergruppen, Anwendungsfällen von BIM Deutschland und fachlichen Schnittstellen.

Tabelle 1: Fachmodelle mit ihrem Inhalt und Zwecken nach (DVW AK3 „BIM“, 2025)

Fachmodell Vermessung	Geodätisches Raumbezugsmodell	Bestandsmodell Vermessung	Absteckungsmodell	Baudokumentationsmodell
Int. Bezeichnung	Geospatial Reference Model	As-is Model	BIM-to-Site Model	As-built Model
Thema	Geodätischer Raumbezug	Aktueller Bestand	Modell zur Übertragung der Planung in die Wirklichkeit	Modell des erstellten Bauwerks
Inhalt	Definition des geodätischen Referenzrahmens: • Festpunktfeld • Einfügapunkte anderer Teil- und Fachmodelle • Austausch- bzw. Koordinationskörper	Je nach Informationsbedarfen der Aufgabenstellung. Zu unterscheidende Modelle: • Bauwerksmodell • Umgebungsmodell • Baurechtsmodell	Abzusteckende Punkte, Achsen, Schichten/Horizonte für Infrastruktur, Baufeldgrenzen usw. Dokumentation der abgesteckten Punkte inkl. Genauigkeiten	Reversiertes, aktualisiertes Planungsmodell mit allen Elementen, wie diese in der Realität ausgeführt wurden
Nutzung	Grundlage zur Georeferenzierung aller Teil- und Fachmodelle	Referenzmodell für das Planen und Bauen im Bestand und die Baugenehmigung	Durchführung und Dokumentation der Bauausführung	Dokumentation, Kontrolle, Abnahme, Inbetriebnahme, Abrechnung, Gewährleistung, Grundlage für Betriebsmodell
Verantwortung	Geodät	Geodät in Abstimmung mit Planer	Geodät in Abstimmung mit Bauausführung	Geodät und Bauleitung in Abstimmung mit ausführenden Fachgewerken

Nutzer	Alle	Alle	Geodäten, Bauausführende	Bauherr, Bauausführende, Betreiber, Planer und Geodäten
Lebenszyklusphase	alle	Planung	Bau	Realisierung und Bewirtschaftung
HOAI Leistungsphasen	1 Grundlagenermittlung	1 Grundlagenermittlung 2 Vorplanung 3 Entwurfsplanung 4 Genehmigungsplanung	5 Ausführungsplanung	8 Objektüberwachung und Dokumentation 9 Objektbetreuung
BIM Anwendungsfälle (BIM Deutschland)	000 Grundsätzliches 010 Bestandserfassung und Modellierung 050 Koordination der Fachgewerke	010 Bestandserfassung und Modellierung 040 Visualisierung 080 Ableitung von Planunterlagen 090 Genehmigungsprozess		140 Baufortschrittskontrolle 150 Änderungs- und Nachtragsmanagement 160 Abrechnung von Bauleistungen 170 Abnahme- und Mängelmanagement 190 Projekt- und Bauwerksdokumentation
Schnittstellen	Schnittstelle zu allen anderen Teil- und Fachmodellen. Grundlage für das Koordinationsmodell	Bestandsmodelle anderer Fachdisziplinen, wie Baugrund (Geologie), Lärm (Umweltplanung),...	Planungsmodelle	Grundlage für Betriebsmodelle, Grundlage für Bestandsmodelle einer nachfolgenden Maßnahme
Gültig für alle Teilmodelle	Dokumentation der Qualitätsnachweise, Messprogramm und eingesetzte Vermessungsinstrumente, erreichte Genauigkeiten, Genauigkeit der Erfassung (Level of Accuracy - DIN 18710), Genauigkeit der Modellierung, usw.			

Der BIM-Prozess ist eine interdisziplinäre Aufgabe, die die Zusammenarbeit zwischen allen Beteiligten fördern und unterstützen soll. Oft werden die Modelle von anderen Disziplinen weiterverarbeitet, wozu Absprachen notwendig sind und die Anforderungen klar definiert sein müssen. Genau diesem Zweck dienen die „BIM-Fachmodelle der Vermessung“. Mithilfe der vorliegenden Taxonomie kann die Gliederung der von der Vermessung zu erstellenden Modelle jetzt in BIM-Projekten klar und einheitlich kommuniziert werden. Gleichzeitig sind die Kategorien so flexibel angelegt, dass sie generisch für die unterschiedlichsten BIM-Projekte verwendet werden können.

5 Diskussion und Ausblick

Die „BIM-Fachmodelle der Vermessung“ sind derzeit noch keine anerkannte Regel der Technik. Der DVW AK3 strebt jedoch eine Standardisierung an. Senden Sie uns Ihre Anmerkungen gerne an bim@dvw.de, damit wir Ihre Vorschläge in den Gremien berücksichtigen können. Wünschenswert wäre eine abgestimmte Nomenklatur, die im D-A-CH Raum einheitlich verwendet wird.

Literaturverzeichnis

- BEACH, T., PETRI, I., REZGUI, Y. & RANA, O. (2017): Management of Collaborative BIM Data by Federating Distributed BIM Models. In: Journal of Computing in Civil Engineering Bd. 31(2017).
- BORRMANN, A., KÖNIG, M., KOCH, C. & BEETZ, J. (Hrsg.) (2021): Building information modeling: Technologische Grundlagen und industrielle Praxis, Springer Vieweg, Wiesbaden und Heidelberg.
- DB INFRAGO (2026): Vorgaben zur Anwendung der BIM-Methodik: Digitales Planen und Bauen, Informationsplattform Anlagentechnik, Bautechnik und ITK. Version 3.2. DB InfraGO AG Geschäftsbereich Personenbahnhöfe. Berlin.
- DVW AK3 BIM (2025): BIM-Fachmodelle der Vermessung. In: DVW e. V. und Runder Tisch GIS e. V. (Hrsg.): Leitfaden Geodäsie und BIM. Version 5.0, Buhl/München, S. 113–118.
- HORNER, C. (2018): BIM kompakt + Bau: Teilmodelle verstehen und nutzen. Austrian Standards plus GmbH, Wien.
- ISO (2018): ISO 19650-1 - Organization and digitization of information about buildings and civil engineering works, including building information modelling (BIM): Information management using building information modelling. International Organization for Standardization (ISO). Genf.
- MEISTER, A., SCHLUCKEBIER, N., BACH, A. & GERBERSGAGEN, B. (2021): Rahmendokument: Definition der Fachmodelle – Version 1.0, Masterplan BIM Bundesfernstraßen. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur. Berlin.
- SIA (2017): Grundlagen zur Anwendung der BIM-Methode. In: Building Information Modelling (BIM), 2051:2017. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA). Bern.
- VDI (2020): Building Information Modeling - Anforderungen an den Datenaustausch, VDI-Richtlinie 2552 Blatt 4. Verein Deutscher Ingenieure e. V. (VDI). Düsseldorf.
- VDI (2022): Building Information Modeling - Begriffe, VDI-Richtlinie 2552 Blatt 2. Verein Deutscher Ingenieure e. V. (VDI). Düsseldorf.

FloMuSS – Fleet-Based Multi-Sensor System for the Continuous Acquisition of Spatially and Temporally High-Resolution Data of the Urban Streetscape

Siyu CHEN¹, Christoph EFFKEMANN¹, Dr.-Ing. Ralf BECKER¹, Ph.D. Lorenzo FERRONI², Dr.-Ing. Johannes LUDWIG², Ingmar SEITZ³, Dr.-Ing. Conny LOUEN³, Sajjad TABATABAEI⁴ & Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jörg BLANKENBACH¹

¹ RWTH Aachen University, Geodätisches Institut und Lehrstuhl für Bauinformatik & Geoinformationssysteme, blankenbach@gia.rwth-aachen.de

² eagle eye technologies Deutschland GmbH

³ RWTH Aachen University, Lehrstuhl und Institut für Stadtbauwesen und Stadtverkehr

⁴ GELSENWASSER AG

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-028](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-028), CC-BY4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.en>

This CC license does not apply to third party material and content noted otherwise.

1 Introduction

Rapid urbanization places increasing demands on cities as well as municipalities regarding transport planning, traffic and flood risk management, environmental monitoring, and infrastructure maintenance. All these tasks require comprehensive, up-to-date information of the urban area. Developing adaptive solutions to tackle these challenges necessitates accurate, comprehensive, georeferenced geometric-semantic road-space data as well as spatially resolved environmental observations (e.g., particulate matter (PM) for air quality, precipitation level, noise profiling) across the city.

However, current analog and spatial data sources are often sparse and outdated due to infrequent and fragmented update cycles. In the context of road-space mapping, available sources typically capture static features (e.g., manhole covers, trees, curbs) while omitting important areas such as parking lots, green strips, sidewalks, bike paths, and street furniture. Concurrently, environmental data are frequently collected by permanently installed measurement stations, which provide high-quality point measurements but do not adequately represent spatial variability across the entire urban area. Conventional data collection methods typically operate at discrete intervals (e.g., surveys every few years). However, they are not capable of maintaining the spatial and temporal resolution required for modern urban management and concepts such as Digital Twins. More cost-efficient approaches with higher temporal resolution would be desirable. Consequently, this motivates the development of an innovative and comparatively cost-effectively multi-sensor system for the systematic, regular and georeferenced collection of urban road-space and environmental data.

The idea behind the FloMuSS (Fleet-Based Multi-Sensor System) presented in this article is a low-cost sensor platform that should be able to be mounted on municipal service vehicles (e.g., waste collection trucks) that traverse the entire road network regularly, thereby ensuring

comprehensive coverage of the urban area and high-frequency updates (**Fig. 1**). The platform should allow for the installation of various sensors to enable georeferenced data collection of a wide range of parameters in urban areas.

In the underlying research project for the development of FloMuSS, we examine three exemplary use cases.

1. Streetscape monitoring: Capturing and continuous updating of transport infrastructure to support future-oriented road planning and targeted traffic management
2. Parking management: Improving the determination of parking space availability for dynamic traffic and parking space management
3. Pluvial flood risk management: Enhancing precipitation runoff models and predictions of flood hotspots for preventive heavy precipitation management (e.g., consideration of break lines in road space)

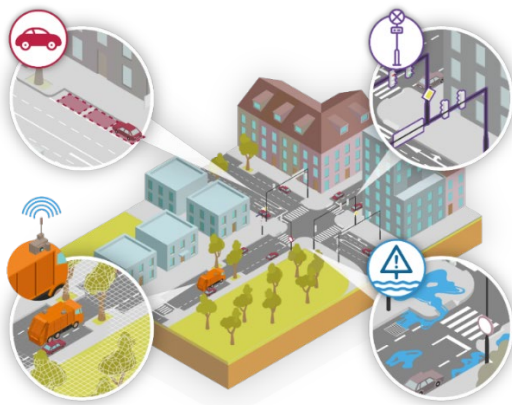


Fig. 1: Exemplary use cases in FloMuSS

Effective utilization of captured data requires precise georeferencing 6-Degrees-of-Freedom (DOF) pose of the sensors over time. For a moving vehicle acting as a sensor carrier, this necessitates the calculation of a time-continuous 6-DoF trajectory. This article focuses on calculating this trajectory using low-cost sensors in complex urban environments. The contribution of this paper is fourfold. First, we derive and formalize the requirements for a low-cost, vehicle-mounted multi-sensor system for urban streetscape acquisition in terms of positioning accuracy, spatial coverage, temporal resolution, and economic constraints. Second, we detail the system design and hardware integration, including sensor configuration and installation on municipal vehicles. Third, we present a robust real-time sensor fusion method that integrates Global Navigation Satellite System (GNSS), Inertial Measurement Unit (IMU), and images under degraded operating conditions such as prolonged GNSS signal loss and IMU data gaps. At last, we report results from test drives, analysing the quality of the estimated trajectories and dense point clouds under representative urban conditions and demonstrate the system's applicability of the collected data for selected use cases.

2 Related Work

Since this article focuses on the usability of mobile mapping systems (MMS) in urban areas, we review the topics of pose estimation for georeferencing in urban environments, 3D data acquisition (point clouds and from imaging), and the associated trade-offs between cost and update frequency.

Although commercial LiDAR-based MMS utilize high-end scanners and precise navigation units to deliver centimeter-level 3D point clouds (*Elhashash et al., 2022*). However, their high acquisition and operational costs generally limit their deployment to one-off surveys or surveys conducted at longer temporal intervals, creating a data gap for applications like asset management and digital twin maintenance, which require high-frequency observations to detect changes over time. Consequently, there is a strong motivation for low-cost mapping concepts that trade ultimate geometric accuracy for higher temporal resolution and economic scalability.

Image-based systems have emerged as a cost-effective alternative to LiDAR-centric platforms (*Madeira et al., 2008; Frentzos et al., 2020*). Beyond lower hardware costs, cameras provide rich RGB information crucial for semantic interpretation tasks, such as traffic-sign inventory and pavement classification, which can be automated via deep-learning pipelines. However, low-cost image-based MMS face specific challenges in urban environments. Purely vision-based approaches are sensitive to illumination and texture-less surfaces, while low-cost Real-Time Kinematic (RTK)-GNSS solutions suffer from signal blockage and multipath effects in “urban canyons”.

To ensure accurate georeferencing under these conditions, multi-sensor fusion has become the standard solution. Integrating GNSS, IMU, and visual odometry allows for robust pose estimation even when individual sensors are degraded (*Elhashash et al., 2022; Fan et al., 2025*). Even with these technical advances, most existing multi-sensor systems need to rely on costly components and are designed for specialized survey vehicles. There remains a lack of truly scalable solutions designed for integration into existing municipal fleets, such as waste collection trucks, which offer a promising strategy to achieve exhaustive spatial coverage at marginal operational cost (*Anjomshoaa et al., 2018*).

3 System Requirements

The intended purpose of FloMuSS outlined in the introduction necessitates a system capable of operating across the entire urban road network. To address the gaps identified in the related work, the proposed system must adhere to specific requirements regarding scalability, real-time processing, and usability.

- Sensing configuration (GNSS-IMU-Camera): Relying on GNSS alone is often insufficient in dense urban environments due to signal blockage and multipath effects, resulting in intermittent availability and degraded positioning quality. While higher-grade IMUs can mitigate short GNSS outages, they increase system cost and still require exteroceptive constraints to bound drift over longer GNSS degradations. LiDAR-centric mobile mapping systems provide high-quality geometry but typically involve

substantially higher acquisition and operational costs, which limits update frequency and scalability for municipal fleet deployment. A camera-based approach offers a cost-effective source of complementary exteroceptive information. It supports drift-limited motion estimation when GNSS quality is poor, provides texture and appearance cues relevant for municipal inventory tasks (e.g., signage, lane markings, facade elements), and enables dense 3D reconstruction (point clouds) as a geometric data product when deployed as a stereo setup. We therefore adopt a GNSS–IMU–Camera configuration that balances robustness, cost, and information content.

- **Modular sensor scalability:** The system architecture must be sensor-agnostic to support diverse mapping tasks. The core configuration is based on GNSS-IMU-Camera sensing to capture RGB imagery and derive 3D point clouds. The design must also support the modular integration of environmental sensors, such as electrochemical gas arrays (measuring $PM_{2.5}$, NO_x) or spectral acoustic monitors for urban noise profiling, without altering the fundamental positioning framework.
- **Real-time georeferencing:** Integrating these platforms into active municipal workflows imposes specific processing requirements regarding real-time capability. Unlike post-processing techniques, the system requires an immediate georeferencing solution. A real-time estimation framework enables time-continuous pose estimation and immediate spatial registration of the captured road-space and environmental sensor streams, facilitating live streetscape monitoring (e.g., real-time pollution heatmaps) as well as downstream dense point-cloud generation. In this context, adopting a tightly couple GNSS-IMU-VSLAM (Visual Simultaneous Localization and Mapping) architecture is key to achieving real-time georeferencing under dynamic operating conditions. By leveraging temporal coherence and tight inertial coupling, VSLAM effectively rejects dynamic outliers, such as moving traffic and pedestrians, that typically degrade the global reconstruction techniques applied in standard Structure-from-Motion (SfM) solutions.
- **Operational integration:** Finally, to ensure economic viability, the system must be designed for "plug-and-play" deployment on non-specialized municipal vehicles. This dictates a low-maintenance form factor that minimizes post-processing efforts and does not interfere with the primary duties of the service vehicle (e.g., waste collection trucks).

4 System Configuration and Hardware Integration

To address the requirements, we developed FloMuSS as a modular, low-cost (~5,000 €) multi-sensor system. The setup prioritizes hardware-level synchronization, scalability, and robustness for deployment on municipal vehicles.

The core unit comprises two Stereolabs ZED X One global-shutter cameras forming a forward-looking stereo pair. Equipped with an Onsemi AR0234 sensor, each camera delivers a resolution of $1928 (H) \times 1200 (V)$ at a frame rate of 60 frames per second (fps). The optics feature a 2.2 mm focal length lens, providing a broad field of view of $110^\circ (H) \times 79.6^\circ (V)$, ideal for environmental perception. Each camera includes a factory-calibrated 6-axis IMU, eliminating the need for manual camera-IMU calibration. The IMU consists of an accelerometer with a measurement range of ± 12 g (resolution: 0.36 mg) and a gyroscope capable of

measuring ± 1000 (degrees per second) dps (resolution: 0.03dps). Data is transmitted via automotive-grade GMSL2 cables to a quad capture card and processed by an NVIDIA Jetson AGX Orin. For positioning, a Drotek DP0601 RTK-GNSS receiver (based on the u-blox ZED-F9P module) is integrated. This multi-band receiver provides real-time PVT (Position, Velocity, Time) data at a maximum update rate of 8 Hz, along with a Pulse-Per-Second (PPS) signal. The PPS disciplines the Jetson's system clock (PTP master), which triggers the cameras.

The sensors are mounted on a rigid aluminum rail with adjustable sliders for baseline configuration (**Fig. 2**). The GNSS antenna is centered between the cameras to minimize lever-arm effects, and cameras are protected by 3D-printed housings. The integration of further sensors, e.g., for environmental data like air quality is possible. The system is installed on the roof of a municipal garbage vehicle using a detachable base plate (**Fig. 3**), ensuring an unobstructed field of view. Power is drawn from the truck's 12V socket via a DC/DC converter, facilitating rapid installation without modifying vehicle wiring. A right-handed vehicle-fixed coordinate system is defined at the left camera, which serves as the base for the following calibration, trajectory estimation and dense point cloud generation.

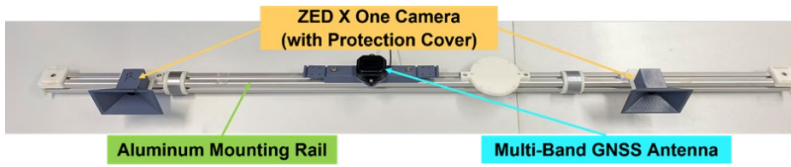


Fig. 2: System integration on the aluminum mounting rail.

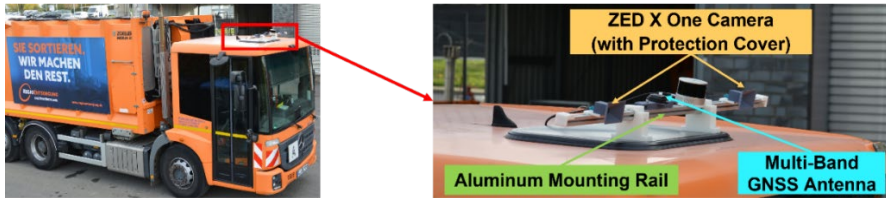


Fig. 3: System deployment on the municipal garbage vehicle.

5 Methodology

For FloMuSS, the determination of the current pose of the sensors mounted on moving carrier vehicles over time in a globally defined coordinate reference system (e.g., in the UTM coordinate reference system) is a fundamental prerequisite. This requirement necessitates the robust estimation of the 6-DoF camera trajectory, which serves as the spatio-temporal reference for aligning the sensor data. To ensure continuous and accurate georeferencing of this multi-modal data under complex real-world conditions, we developed the GNSS-IMU-VSLAM fusion pipeline for real-time camera pose estimation.

5.1 System States for Sensor Fusion Framework

The objective is to estimate a time-continuous 6-DoF pose for the vehicle body frame \mathcal{F}^b , defined here to coincide with the left camera (\mathcal{F}^{c_L}). We utilize a local East-North-Up (ENU)

navigation frame \mathcal{F}^n , with the origin set at the initial GNSS/RTK fix. The minimal state vector at time t_k is defined as $x_k^{\text{pose}} = [p_k^n, \theta_k]^T$, where $p_k^n \in R^3$ is the position and θ_k is the unit quaternion representation of the rotation matrix $R_{b,k}^n \in SO(3)$. Given the estimated body pose, the poses of the right camera (\mathcal{F}^{c_R}) and the GNSS antenna phase center (\mathcal{F}^g) are derived via fixed, known extrinsic calibrations.

5.2 Real-Time Pose Estimation via GNSS-IMU-VSLAM Fusion

Our implementation builds upon the GNSS-stereo-inertial solution (*Cremona et al., 2023*), an extension of ORB-SLAM3 (*Campos et al., 2021*), adapting it specifically for the urban operational domain. A critical distinction of our system is the optionality of the inertial stream. Our system is designed to operate as a stereo-only GNSS-VSLAM when inertial data are unavailable, with potentially reduced robustness and accuracy compared to the full GNSS-IMU-VSLAM configuration. It automatically upgrades to a full GNSS-IMU-VSLAM configuration when valid IMU readings are detected. GNSS measurements are introduced as unary factors in this optimization, ensuring that global position observations continuously correct the local map drift and the pose estimate. To incorporate global positioning, GNSS measurements, first transformed into the ENU frame \mathcal{F}^n , must be associated with the visual keyframes. We employ a temporal proximity association strategy similar to (*Cremona et al., 2023*). Let t_i denote the timestamp of the i -th keyframe and $\widehat{p}_g(t)$ represent the continuous-time GNSS antenna position, for each assigned keyframe, we query the closest GNSS measurement in time. The measurement is associated with keyframe- i if the absolute time difference is within a rigorous tolerance threshold Δt_{gnss} : $|t_i - t_{\text{gnss}}| < \Delta t_{\text{gnss}}$, and the keyframe- i is added to the subset $\mathcal{J}_{\text{gnss}}$, otherwise, the keyframe remains unconstrained by global positioning. This selective association prevents stale or asynchronous GNSS data from corrupting the tightly coupled optimization.

Following the coordinate definitions, the full state vector x_i for the keyframe- i in the backend optimization includes the navigation states and the inertial biases:

$$x_i = [q_{b,i}^n, p_i^n, v_i^n, a_{\text{bias},i}^b, \omega_{\text{bias},i}^b]^T \quad (1)$$

where p_i^n and v_i^n are the position and linear velocity of the vehicle body frame expressed in \mathcal{F}^n , and $q_{b,i}^n$ is the unit quaternion representing the rotation $R_{b,i}^n$. The terms $a_{\text{bias},i}^b$ and $\omega_{\text{bias},i}^b$ denote the slowly time-varying biases for the accelerometer and gyroscope, respectively.

We construct a factor graph optimization problem over a local window of keyframes \mathcal{I} and the set of visible 3D landmarks \mathcal{J} . The optimization targets the keyframe states $\{x_i\}_{i \in \mathcal{I}}$ and landmark positions $\{m_j\}_{j \in \mathcal{J}}$, where $m_j \in R^3$. The total cost function is a sum of visual, inertial, and global positioning residuals. The local bundle adjustment is formulated as:

$$\begin{aligned}
\{x_i^*, m_j^*\} = \arg \min_{\{x_i\}, \{m_j\}} & \left(\sum_{(i,j) \in \mathcal{O}} \rho_{\text{vis}} (r_{ij}^{\text{vis}^T} \Sigma_{ij}^{\text{vis}}^{-1} r_{ij}^{\text{vis}}) \right. \\
& + \sum_{(i,i-1) \in \mathcal{J}_{\text{imu}}} \rho_{\text{imu}} (r_{i,i-1}^{\text{imu}^T} \Sigma_{i,i-1}^{\text{imu}}^{-1} r_{i,i-1}^{\text{imu}}) \\
& \left. + \sum_{i \in \mathcal{J}_{\text{gnss}}} \rho_{\text{gnss}} (r_i^{\text{gnss}^T} \Sigma_i^{\text{gnss}}^{-1} r_i^{\text{gnss}}) \right)
\end{aligned} \tag{2}$$

where $\rho(\cdot)$ denotes robust loss functions employed to downweight outliers. The visual residual r_{ij}^{vis} encodes the reprojection error of a landmark- j observed in keyframe- i . It is defined as the difference between the observed stereo coordinate u_{ij} and the projection of the landmark:

$$r_{ij}^{\text{vis}} = u_{ij} - \pi(T_{c_L,i}^{n-1} m_j) \tag{3}$$

where $\pi(\cdot)$ is the stereo pinhole projection function and $T_{c_L,i}^n$ is the left camera pose derived from the body frame states. The information matrix Σ_{ij}^{vis} is scaled by the feature extraction scale level, adhering to the standard ORB-SLAM3 formulation.

When valid IMU data is available between consecutive keyframes $i-1$ and i , we employ preintegration theory to synthesize a relative motion constraint. The residual $r_{i,i-1}^{\text{imu}}$ penalizes deviations between the pre-integrated relative measurements (rotation, velocity, and position increments) and the estimates predicted by the states x_{i-1} and x_i . The covariance $\Sigma_{i,i-1}^{\text{imu}}$ is derived by propagating the continuous-time accelerometer and gyroscope noise densities through the integration period. If IMU data is missing, the set \mathcal{J}_{imu} is empty, effectively reducing to a visual-GNSS bundle adjustment.

The GNSS residual enforces consistency between the estimated body pose and the raw position measurement provided by the receiver. This factor accounts for the lever arm offset r_g^b :

$$r_i^{\text{gnss}} = \widehat{p}_{g,i}^n - (p_i^n + R_{b,i}^n r_g^b) \tag{4}$$

Specially, the covariance Σ_i^{gnss} is dynamic and it is populated using the reported horizontal and vertical accuracy metrics from the RTK-GNSS receiver at each epoch. This allows the optimization to naturally trust the visual-inertial odometry more when GNSS signal quality degrades and rely on GNSS when satellite visibility is high.

6 Results and Discussion

The primary goal of the proposed low-cost multi-sensor system and processing pipeline is to enable robust, city-wide georeferencing of data collected from regularly operating municipal fleet vehicles, including under challenging urban conditions such as GNSS degradation and partial sensor outages. Building on the resulting globally consistent pose estimates, we additionally derive georeferenced dense stereoscopic point clouds for urban inventory applications. Consequently, we evaluate the system not only just on trajectory metrics, but also

by assessing the consistency of the resulting point clouds against target structures (e.g., road edges, facades) overlaid on high-resolution orthophotos from Geoportal NRW¹.

6.1 MMS Reference System

To conduct the evaluation, the FloMuSS system was rigidly mounted onto an eagle eye survey vehicle, which is already equipped with a commercial, high-resolution MMS (**Fig. 4**). In 3D point cloud data capturing projects for highways, eagle eye has demonstrated an absolute accuracy of 1 cm in position and height at driving speeds of up to 100 km/h. Given the superior accuracy of the MMS's high-grade solution, which claims centimeter-level global accuracy, its trajectory serves as the ground truth reference. However, because the sensors are mounted at different positions on the vehicle roof, the raw trajectories are not directly comparable. To resolve this, the MMS ground truth trajectory was spatially transformed into the coordinate system of the FloMuSS left camera. This transformation uses pre-calibrated extrinsic parameters to rigorously account for the 3D lever-arm effect and boresight alignment, ensuring that the evaluation measures algorithmic performance rather than spatial offsets.



Fig. 4: Eagle eye MMS reference system plus FloMuSS low-cost system

6.2 Performance of GNSS-IMU-VSLAM Fusion

The GNSS-IMU-VSLAM pipeline was evaluated using data recorded in May 2025 in Herzogenrath, Germany. **Fig. 5** visualizes the trajectories of the left (magenta) and right (orange) cameras alongside the GNSS antenna (green), and depicts a segment with dense roadside vegetation causing significant GNSS signal disturbance. While the GNSS receiver typically achieves centimeter-level accuracy in open areas, the canopy cover in this section causes the solution quality to deteriorate drastically, resulting in positioning errors of up to 3 meters or total signal loss. Despite this extreme volatility, the fused camera trajectories remain smooth and accurately aligned with the road axis, maintaining the correct lever-arm offset from the antenna. This demonstrates the system's ability to bridge short periods of GNSS degradation using visual-inertial constraints. Specifically, for the quantitative analysis, we evaluated the above-mentioned trajectory segment with a total length of 150 m. Within this section, the system achieved a positioning accuracy of 0.15 m Root Mean Square Error (RMSE) relative to the eagle eye MMS ground truth.

¹ <https://www.geoportal.nrw/>

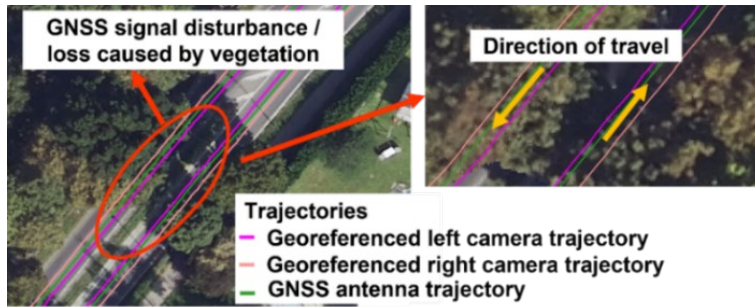


Fig. 5: GNSS-IMU-VSLAM under GNSS signal degradation.

6.3 3D Dense Point Cloud Generation

To evaluate the quality of camera data for geometric measurements or change detection, Multi-view Stereo (MVS) technique was used to reconstruct 3D dense point cloud from recorded stereo images. The photogrammetric alignment was initialized with precise camera poses derived from the GNSS-IMU-VSLAM fusion. This external trajectory integration is essential to bridge GNSS-denied zones, where relying on standard photogrammetric alignment in these areas would result in significant absolute position shifts or incomplete reconstruction. Furthermore, utilizing these predefined camera constraints accelerates the pipeline by removing the need for the computationally intensive initial alignment step.

Fig. 6 illustrates the cloud-to-cloud differences to a reference 3D point cloud from the eagle eye MMS, using a color-coded representation. Deviations in particularly relevant areas, such as the road surface, are predominantly below 0.05 m. Points located farther from the stereo cameras (e.g., facades and roofs) exhibit larger deviations of approximately 0.1-0.3 m. A quantitative comparison along a representative cross section is shown in **Fig. 7**, highlighting the vertical agreement between the reconstructed and reference point clouds.

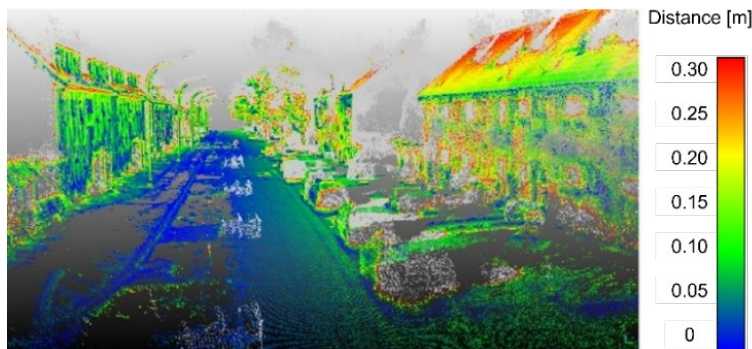


Fig. 6: Cloud-to-cloud distance between the 3D point cloud reconstructed from georeferenced stereo images and the reference point cloud from the eagle eye MMS in Herzogenrath.

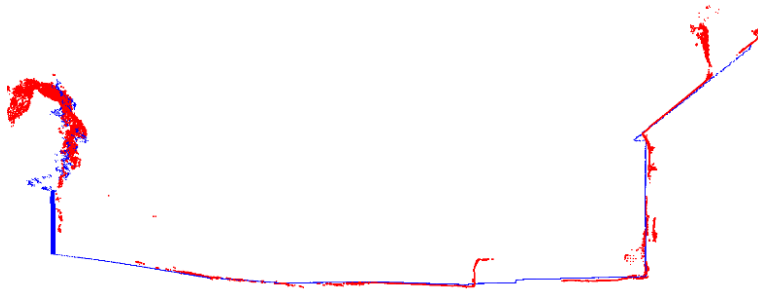


Fig. 7: Cross-sectional comparison of the reconstructed 3D point cloud (red) and the reference eagle eye MMS point cloud (blue) along a representative road segment.

6.4 Evaluation of Dense Point Cloud for the Exemplary Use Cases

The usability of the derived 3D point cloud data for the exemplary use cases depends on the system's ability to recognize and map specific objects in the street environment:

- Road Geometry: Detection of curbs, lane markings, and surface types.
- Objects & Furniture: Classification of traffic lights, bollards, and street furniture.
- Parking Semantics: Identification of parked vehicles and interpretation of regulatory signage.
- 3D Topology / digital surface and terrain models (DSM/DTM): High-precision height measurement of vertical break edges for hydraulic analysis.

We evaluated the data quality of the resulting 3D point clouds based on four key indicators:

- Completeness: The completeness of all objects of a category along the captured road section.
- Differentiability: The ability to distinguish distinct features within the data.
- Geometric Accuracy: The magnitude of deviations in location or size of an object.
- Homogeneity: The consistency of data quality for a certain object category along the captured road section.

To ensure practical relevance, these indicators were tested on critical road infrastructure features, including curbs, curb ramps, roadway boundaries, road markings, traffic signs (including text legibility), and stationary vehicles. The assessment was performed via manual visual inspection of the 3D point clouds generated from identical road segments, selected for their diverse infrastructure and varying cross-sections. For each indicator, specific objects were compared side-by-side between the FloMuSS sensor and the eagle eye MMS. The evaluation accounts for the different sensing modalities: RGB color fidelity is used for both the MMS and the vision-based FloMuSS system, while LiDAR reflection intensity is only available for the MMS. For the pluvial flood risk management scenario, the evaluation assessed whether the point clouds' geometric accuracy and spatial resolution are sufficient for generating DTM. Validation involved visual comparisons at hydraulically challenging locations to test the differentiability of key features. The analysis specifically focused on determining if flow-impeding structures (e.g., walls) and terrain elevation differences could be reliably distinguished from temporary elements, such as vehicles.

Using the eagle eye high-end MMS as the reference system for benchmarking, the FloMuSS system was found to be suitable for the targeted conceptual road planning, traffic management and parking management use cases. In terms of *completeness*, the eagle eye MMS performed considerably better than the low-cost system as expected. The latter exhibited gaps in the 3D point cloud that resulted in some objects being missed entirely. Due to variations in the presence and density of point clouds, the *homogeneity* of object detection in the low-cost system has room for improvement. Regarding *differentiability*, the data quality of the low-cost system was much closer to that of the reference system. Moderate weaknesses were observed in the detection of traffic signs and in identifying the boundary between the road surface and the shoulder. In these cases, the features were sporadically not distinguishable from the background. The *geometric accuracy* of the FloMuSS system, which is predominantly below 0.05 m in the relevant areas (see Section 6.3), proved to be sufficient for conceptual road planning, traffic and parking management use cases, for which a very high accuracy is generally not required. Minor disadvantages compared to the reference system arise from the lower point density, which complicates the precise determination of object dimensions, such as those of curbs. Overall, the processing and interpretation of raw point cloud data remain challenging for road planning and traffic management practitioners. This highlights the need for more standardized and user-friendly data representations, as well as for automated object detection and classification methods, which will be addressed in future work.

For the pluvial flood risk management use case, the evaluation focused on assessing whether the spatial resolution and geometric accuracy of the 3D point clouds are sufficient for generating DTMs. Sensor data from all three systems were visually compared at hydraulically challenging locations. The analysis examined the ability to distinguish terrain elevation differences, flow-impeding structures such as walls and curbs, and temporary objects like parked vehicles. The results indicate that the generated 3D point clouds provide an adequate basis for DTM generation in urban street environments, supporting flood hotspot identification and hydraulic analysis. For further flood-related applications that require higher resolution, data from a high-end MMS is still needed.

7 Conclusion and Outlook

This study demonstrates that the proposed FloMuSS system and sensor-fusion based processing pipeline enable reliable georeferencing of vehicle-borne sensor data even under challenging urban conditions, including GNSS signal loss and IMU temporal data gaps. By integrating GNSS, IMU, and visual information within a real-time GNSS-IMU-VSLAM processing pipeline, robust camera trajectories and globally referenced 3D point clouds can be obtained from data collected by regularly operating municipal fleet vehicles.

This paper presented a pipeline that utilizes a real-time GNSS-IMU-VSLAM framework. The selection over pure SfM was motivated by two factors:

- **Dynamic robustness:** VSLAM leverages temporal coherence and tight inertial coupling to effectively reject dynamic outliers (e.g., moving traffic, pedestrians) that typically degrade global reconstruction technique applied in SfM.

- Capability for live monitoring: The real-time estimation enables immediate georeferencing of the environmental sensor streams, facilitating live streetscape monitoring (e.g., real-time pollution heatmaps) rather than post-process analysis.

The results for the exemplary use cases show that FloMuSS system can provide a viable and up-to-date data basis for urban street-space management. While the resulting point cloud quality does not fully match that of high-end MMS, the achieved accuracy and spatial resolution are sufficient for conceptual road planning and traffic management tasks, where very high geometric accuracy of the order of 1-2 cm is often not required. Furthermore, the approach also shows strong potential for pluvial flood risk management. The continuous acquisition of dense point clouds provides a suitable basis for generating DTMs and identifying flow-impeding structures in urban environments. However, when higher resolutions and accuracies are required for pluvial flood risk management tasks, the use of high-end MMS remains essential and sensible.

However, while the system effectively handles GNSS outages and partially missing IMU data, the reliance on sequential estimation reveals a susceptibility to irregular image acquisition rates and temporal data gaps. These operational irregularities can destabilize the real-time fusion pipeline. In addition, when inertial measurements are unavailable for extended periods, the estimation can remain feasible in a stereo-only configuration, but typically with reduced accuracy and robustness (e.g., increased drift and less stable heading). For such segments, post-processed, globally consistent reconstruction and trajectory refinement can be advantageous. To address these, future development will focus on integrating supplementary global optimization strategies. These post-processing mechanisms can serve as a robustness fallback, designed to bridge temporal gaps and recover trajectories in data segments where standard sequential tracking assumptions are violated.

Nevertheless, the availability of dense 3D point clouds alone is insufficient to generate direct operational value. At present, the system primarily produces raw 3D point cloud data, which places a significant processing burden on municipal practitioners and limits seamless integration into existing planning workflows. To fully exploit the potential of continuous, fleet-based sensing, the data must be transformed into standardized and semantically enriched object layers, such as curbs, lane boundaries, parking spaces, or regulatory signage, allowing users to work with meaningful, planning-relevant information rather than unstructured geometry. Achieving this transformation requires robust and automated workflows for object detection, segmentation, and classification. Automation is essential to ensure consistent data quality, reproducibility, and cost efficiency, and to enable frequent updates of street-space inventories with minimal manual effort. Future work should therefore focus on scalable analysis pipelines and interoperable data standards that translate continuously collected multi-sensor data into actionable information for municipal planning and pluvial flood risk mitigation, thereby improving the suitability of the resulted geometric–semantic urban data for applications such as urban digital twin generation.

Acknowledgements

The authors would like to thank all partners for their excellent cooperation. We gratefully acknowledge the project funding from the German Federal Ministry of Digital and Transport under the FloMuSS funding measure (grant number 01FV1013-A and B).

References

- ANJOMSHOAA, A., DUARTE, F., RENNINGS, D., MATARAZZO, T. J., DESOUZA, P. & RATTI, C. (2018): City scanner: Building and scheduling a mobile sensing platform for smart city services. *IEEE Internet of Things Journal*, 5 (6), 4567–4579.
- CAMPOS, C., ELVIRA, R., GÓMEZ RODRÍGUEZ, J. J., MONTIEL, J. M. M. & TARDÓS, J. D. (2021): ORB-SLAM3: An accurate open-source library for visual, visual–inertial, and multimap SLAM. *IEEE Transactions on Robotics*, 37 (6), 1874–1890.
- CREMONA, J., CIVERA, J., KOFMAN, E. & PIRE, T. (2024): GNSS-stereo-inertial SLAM for arable farming. *Journal of Field Robotics*, 41 (7), 2215–2225.
- ELHASHASH, M., ALBANWAN, H. & QIN, R. (2022): A review of mobile mapping systems: From sensors to applications. *Sensors*, 22 (11), 4262.
- FAN, Z., ZHANG, L., WANG, X., SHEN, Y. & DENG, F. (2025): LiDAR, IMU, and camera fusion for simultaneous localization and mapping: A systematic review. *Artificial Intelligence Review*, 58 (6), 1–59.
- FRENTZOS, E., TOURNAS, E. & SKARLATOS, D. (2020): Developing an image-based low-cost mobile mapping system for GIS data acquisition. *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, 43, 235–242.
- MADEIRA, S., GONÇALVES, J. & BASTOS, L. (2008): Low cost mobile mapping system for urban surveys. In *13th FIG Symposium on Deformation Measurement and Analysis & 4th IAG Symposium on Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering*, LNEC, Lisbon, 12–15.

Praxisberichte zum Einsatz fahrzeuggestützter Mobile-Mapping-Systeme für Bestands- und Kontrollvermessungen

Slaven KALENJUK

Amt der Vorarlberger Landesregierung, slaven.kalenjuk@vorarlberg.at

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-029](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-029), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Einleitung

Die intensive Auseinandersetzung mit fahrzeuggestützten Mobile-Mapping-Systemen (MMS) begann für den Autor im Jahr 2016 an der Technischen Universität Graz. Die Forschungsfrage lautete, ob mittels Mobile Mapping Neigungsänderungen und Verformungen an Stützkonstruktionen in einem für die Zustandsbewertung relevanten Niveau „im Vorbeifahren“ feststellbar sind. Um die technologischen Grenzen des Machbaren auszuloten, kamen seinerzeit ausschließlich High-End-Systeme zum Einsatz. Die Technologie war zu diesem Zeitpunkt im österreichischen und allgemein im deutschsprachigen Raum noch wenig verbreitet. Der operative Einsatz sowie das Investitionsrisiko lagen fast ausschließlich in den Händen spezialisierter Dienstleister, mit denen für diese Projekte eng zusammengearbeitet wurde.

Doch abseits dieser spezialisierten Überwachungsaufgaben drängten sich für Infrastrukturbetreiber zunehmend weitere Anwendungsfelder auf. Insbesondere die effiziente Bestandsaufnahme langer Straßenzüge unter fließendem Verkehr oder die Dokumentation von Tunnelbauwerken stellten Anforderungen an Sicherheit und Wirtschaftlichkeit, die mit klassischen statischen Verfahren kaum noch zu bewältigen sind.

Durch technologische Fortschritte bei inertialer Messtechnik und Laserscannern aus dem Automotive-Bereich haben sich die Rahmenbedingungen geändert. Die gesunkenen Einstiegskosten machen den Eigenbetrieb von Mobile-Mapping-Systemen mittlerweile auch für Ingenieurbüros wirtschaftlich interessant. Vor diesem Hintergrund widmet sich der vorliegende Beitrag einer zentralen Fragestellung: Inwieweit lassen sich diese modernen, kostengünstigeren MMS-Lösungen tatsächlich qualifiziert für anspruchsvolle ingenieurgeodätische Bestands- oder Kontrollvermessungen einsetzen, und wo liegen im Vergleich zu den High-End-Erfahrungen früherer Jahre die heutigen Grenzen?

2 Technologische Grundlagen und Systemwahl

2.1 Profils Scanner und Multi-Beam LiDAR

Bei der Auswahl eines Mobile-Mapping-Systems wird der verbaute Laserscanner häufig als das vermeintlich wichtigste Entscheidungskriterium herangezogen, da seine technischen Kennwerte die Eignung für bestimmte Aufgabenbereiche vorgeben.

Liegt der Anspruch auf höchster Präzision im Nahbereich, dominieren Systeme mit 2D-Phasenvergleichsmessern (z. B. Zoller + Fröhlich 9012¹), wie sie etwa im Siteco Road-Scanner 4 oder im Leica Pegasus:Two Ultimate integriert sind. Für hohe Reichweiten und Filterung von mehreren Returns bieten sich Profils Scanner mit Full-Waveform-Analyse von Riegl an (verbaut in eigenen Riegl-MMS oder Systemen der Trimble MX-Serie). Auch Hersteller wie Teledyne Optech (z. B. im Lynx oder Leica Pegasus TRK Neo Reihe) oder Trimble bieten in diesem High-End-Segment etablierte Sensorlösungen an.

Disruption durch Laserscanner für den Automotive-Bereich

Jenseits der klassischen geodätischen High-End-Systeme (vgl. Spezifikationen in Tabelle 1) hat die Massenproduktion von LiDAR-Sensoren für das autonome Fahren eine neue Sensorklasse hervorgebracht. Exemplarisch für diese Entwicklung stehen der Hesai Pandar XT32 sowie dessen speziell für UAV-Mapping optimierte Variante, der XT32M2X. Diese Modelle verdeutlichen eindrücklich, dass kritische Parameter wie das Entfernungsruschen (Range Noise) und die Kalibrierungsstabilität inzwischen ein Niveau erreicht haben, das auch für geodätische Anwendungen interessant ist.

Im Gegensatz zu konventionellen Einzelsensor-Spiegelscannern basieren diese Systeme auf einem rotierenden Sensorkopf mit einem Array aus 32 Laserdioden (Multi-Beam), welche mittels gepulster Laufzeitmessung Distanzen erfassen. Eine technische Besonderheit betrifft die Winkelbestimmung: Während die vertikalen Abstrahlwinkel durch die feste Anordnung der Kanäle systembedingt fixiert sind, wird der Horizontalwinkel nicht über einen klassischen Winkeldecoder an einem Spiegel, sondern über die Rotationsgeschwindigkeit des Kopfes (z. B. 20 Hz) in Relation zur Zeitstempelung der Messung abgeleitet.

Die geringe Masse, die niedrigen Systemkosten und die hohe Integrationsflexibilität führten zu einer raschen Adaption des Hesai Pandar XT32 durch Systemintegratoren, zunächst vor allem im nordamerikanischen Raum für das UAV-basierte Mobile Mapping (u. a. Rock Robotics, Phoenix LiDAR oder Inertial Labs). Die dort gesammelten Praxiserfahrungen bestätigten die Einsatzfähigkeit der Sensorik und zogen in der Folge weitere Produktentwicklungen, etwa in Europa (z. B. Lidaretto), nach sich. In Kombination mit den reduzierten Einstiegshürden trug diese Entwicklung wesentlich zu einer breiteren Verfügbarkeit und zur Demokratisierung des fahrzeuggestützten Mobile Mappings bei.

¹ Soweit nicht gesondert gekennzeichnet, entstammen alle in diesem Beitrag genannten technischen Leistungsdaten und Spezifikationen den offiziellen Datenblättern und Produktbroschüren der jeweiligen Hersteller (Stand: Januar 2026). Auf eine detaillierte Einzelreferenzierung wird zugunsten der Lesbarkeit verzichtet.

Tabelle 1: Technische Spezifikationen ausgewählter Laserscanner für Mobile-Mapping-Systeme

	Riegl VUX-1HA	Z+F Profiler 9012	Hesai XT32M2X	Teledyne CL-360
Messprinzip	Time-of-Flight (Waveform)	Phasenvergleich	Time-of-Flight	Time-of-Flight
Wellenlänge	1550 nm	1550 nm	905 nm	1550 nm
Strahldivergenz	0,5 mrad	0,16 mrad	3,7 / 0,8 mrad	0,3 mrad
Reichweite (Max)	475 m (300 kHz)	119 m	300 m	750 m
Reichweite (10%)	~150 m	k.A.	80 m	130 - 205 m
Genauigkeit	5 mm	≤ 1 mm (Lin. u. Rauschen)	10 mm	5 mm
Messrate	1,8 Mio. Pkt/sek	1 Mio. Pkt/sek	0,64 Mio. (Single Return)	0,5 Mio. (bis 2 Mio. eff.)
Scanfrequenz	250 Hz (Linien)	200 Hz (Linien)	5-20 Hz (Frame)	250 Hz (Linien)
Gewicht	3,5 kg	4,8 kg	0,49 kg	3,5 kg
Preisklasse	High-End	Mittel/High-End	Einstieg	Mittel/High-End

2.2 Die Inertiale Messtechnik (IMU)

Während der Laserscanner maßgeblich die Auflösung und Reichweite der Punktwolke definiert, entscheidet die Qualität der Inertialen Messeinheit (Inertial Measurement Unit, IMU) über die geometrische Richtigkeit der Trajektorie, insbesondere in Bereichen ohne GNSS-Empfang.

Traditionell dominierten im High-End-Segment (z. B. Applanix POS LV in Riegl-VMX-Systemen oder der Trimble-MX-Serie) faseroptische Kreisel (Fiber Optic Gyroscopes, FOG). Diese Systeme nutzen den Sagnac-Effekt, um Drehraten präzise zu messen. Sie zeichnen sich durch extrem geringes Rauschen und eine hohe Bias-Stabilität ($< 0,01^\circ/\text{h}$) aus, sind jedoch kostenintensiv und unterliegen teils Exportbeschränkungen (iMAR NAVIGATION 2026).

Demgegenüber stehen moderne MEMS-Sensoren (Micro-Electro-Mechanical Systems) auf Silizium- oder Quarz-Basis. Diese messen Drehraten über vibrierende Strukturen unter Nutzung der Corioliskraft (INERTIAL LABS 2025). Obwohl sie physikalisch bedingt ein höheres Rauschen aufweisen, haben sie durch technologische Sprünge massiv an Leistungsfähigkeit gewonnen. Sie erreichen heute den sogenannten „Tactical Grade“ und bilden die Basis kosteneffizienter, aber dennoch präziser MMS-Lösungen.

Die wahre Leistungsfähigkeit einer IMU offenbart sich bei GNSS-Signalausfällen, wie beispielsweise in Tunneln. Da die Positionsbestimmung auf der zweifachen Integration der

Beschleunigungsmesswerte beruht, akkumulieren sich Sensorfehler nicht linear, sondern überproportional.

Besonders kritisch wirkt sich hierbei ein konstanter Fehler in der Orientierungsmessung (Gyroskop-Bias) aus. Dieser führt dazu, dass der Vektor der Erdbeschleunigung fehlerhaft in den Raum projiziert wird. Das Navigationssystem interpretiert diesen Projektionsfehler fälschlicherweise als horizontale Beschleunigungskomponente. Die Folge ist ein Positionsfehler, der mit der dritten Potenz der Zeit (t^3) anwächst (NOVATEL 2014).

Während High-End-FOG-Systeme diesen Drift durch physikalische Stabilität begrenzen, erzielen moderne MEMS-Lösungen ihre Konkurrenzfähigkeit primär durch die Prozessierung (INERTIAL LABS 2025; BUSINESS GEOMATICS 2024). Entscheidend sind hierbei Dual-Antennen-Konfigurationen, die das Heading extern stützen und eine saubere Initialisierung vor Tunnelerinfahrten gewährleisten, sowie Software-Algorithmen (Vorwärts-/Rückwärtsrechnung) zur Rauschminimierung. Durch diese Kombination nähern sich heutige „Tactical-Grade“-MEMS, wie z. B. Epson G370, im Post-Processing Leistungsbereichen an, die lange Zeit ausschließlich Faserkreisel vorbehalten waren (vgl. Tabelle 2).

Tabelle 2: Systemspezifikationen unterschiedlicher MMS-Systeme nach 60 s GNSS-Ausfall (Post-Processing)

System	Roll & Pitch RMS [°]	Heading RMS [°]	Positionsgenauigkeit RMS [m]	IMU
Trimble MX9	0.005	0.015	0.1	Applanix AP60
Riegl VMX-2HA	0.005	0.015	0.1	Applanix AP60
Leica Pegasus Ultimate:Two*	0.004*	0.013*	0.01*	iMAR FSAS
Lidaretto	0.005	0.012	0.17	Epson G370

*Spezifikation lt. Datenblatt für den GNSS-Ausfall von 10s.

3 Einflussfaktoren im operativen Einsatz

Um die Datenqualität zu bewerten, ist ein Blick auf die Funktionsweise der *direkten Georeferenzierung* vorteilhaft. Die zugrundeliegende Gleichung beschreibt die Transformation eines gemessenen Punktes vom lokalen Scannersystem \mathbf{s} in das globale erdfeste System \mathbf{p} :

$$\mathbf{p} = \mathbf{r}(t) + \mathbf{R}(t) \cdot (\mathbf{R}_b \cdot \mathbf{s} + \mathbf{a}). \quad (1)$$

Dabei setzen sich die Komponenten wie folgt zusammen:

- Trajektorie ($\mathbf{r}(t), \mathbf{R}(t)$): Die absolute Position und Orientierung des Fahrzeugs im Raum, bestimmt durch die GNSS/IMU-Einheit.
- Systemkalibrierung (\mathbf{a}, \mathbf{R}_b): Der Hebelarm (Offset \mathbf{a}) und die Winkelablage (Boresight \mathbf{R}_b) zwischen Scanner und IMU.
- Scanner (\mathbf{s}): Der eigentliche Messwert (Distanz und Winkel) des Laserscanners.

Die Formel verdeutlicht, dass die Koordinate p das Resultat aus dem Zusammenspiel aller Teilkomponenten ist. Selbst ein hochpräziser Scanner (s) liefert ein fehlerhaftes Ergebnis, wenn die Kalibrierung (a, R_b) unzureichend oder die Trajektorie (r, R) verrauscht ist.

3.1 Kalibrierung (Boresight Alignment)

Die Parameter Hebelarm und Boresight beeinflussen systematisch jeden Messpunkt. Da eine Werkskalibrierung nach dem Transport und der Montage am Einsatzort nicht zwingend ihre Gültigkeit behält, ist eine Validierung im Feld ratsam. Während der Hebelarm meist geometrisch konstruiert oder tachymetrisch eingemessen werden kann, erfordert die Bestimmung der Boresight-Winkel eine nachträgliche Analyse der Punktwolken.

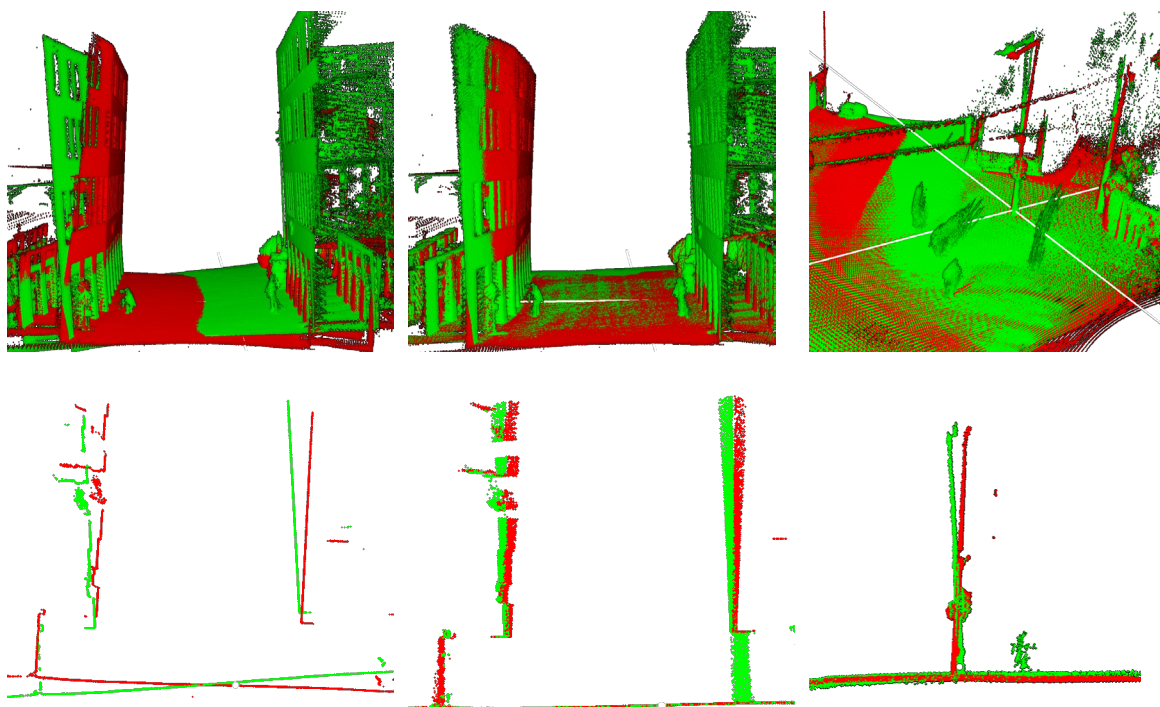


Abb. 1: Visualisierung systematischer Boresight-Fehler in 3D- (oben) und Schnittansicht (unten). Dargestellt sind die Auswirkungen fehlerhafter Rotationen um die Längs- (Roll, links), Hoch- (Heading, Mitte) und Querachse (Pitch, rechts).

In der Praxis hat sich folgendes Vorgehen bewährt: Eine kurze Kalibrierungsfahrt unter guten GNSS-Bedingungen, bei der markante Objekte (Fassaden, Masten) in entgegengesetzter Fahrtrichtung erfasst werden.

Die resultierenden Fehlerbilder äußern sich dabei charakteristisch in Längs- oder Querversätzen (vgl. Abb. 1):

- Roll (Rotation um die Längsachse): Sichtbar im Querschnitt zur Fahrtrichtung (linke Spalte Abb. 1). Bei fehlerhaftem Roll-Winkel verlaufen Boden und Wände der Hin- und Rückfahrt nicht deckungsgleich, sondern sind gegeneinander verkippt.

- Heading (Rotation um die Hochachse): Sichtbar im Querschnitt oder der Draufsicht. Ein falscher Gierwinkel führt zu einem lateralen Versatz an vertikalen Strukturen. Wände erscheinen dadurch „doppelt“ oder unnatürlich dick (mittlere Spalte Abb. 1).
- Pitch (Rotation um die Querachse): Sichtbar im Längsschnitt (in Fahrtrichtung, Abb.1 unten). Vertikale Objekte (z. B. Laternenmasten) stehen nicht lotrecht übereinander, sondern kippen in entgegengesetzte Richtungen auseinander (rechte Spalte Abb. 1).

3.2 Fahrparameter

Hinsichtlich der Punktverteilung ist beim Hesai Pandar XT32M2X die diskrete vertikale Winkelauflösung der 32 Laserkanäle (ca. $1,3^\circ$) der limitierende Faktor. Um eine hinreichende Längsüberdeckung sicherzustellen, empfiehlt sich daher eine Fahrgeschwindigkeit von maximal 20 m/s (vgl. Tabelle 1). Für konventionelle Profils Scanner hingegen ergibt sich der Profilabstand in Fahrtrichtung direkt aus dem Verhältnis von Fahrgeschwindigkeit zu Rotationsfrequenz.

3.3 Genauigkeitssteigerung am Beispiel von Tunnelvermessungen

Die ersten drei MMS aus Tabelle 2 kamen unter anderem zur Vermessung einer Stützmauer unmittelbar nach dem Tanzenbergtunnel entlang der Semmering Schnellstraße S6 bei km 76,8 (RFB Bruck/Mur) eingesetzt (KALENJUK & LIENHART 2022). Im Gegensatz zu den idealisierten Herstellerangaben (vgl. Tabelle 2) ist hier, bedingt durch die Tunnellänge, mit einem GNSS-Ausfall von gut zwei Minuten zu rechnen (markierter Bereich in Abb. 2 links).

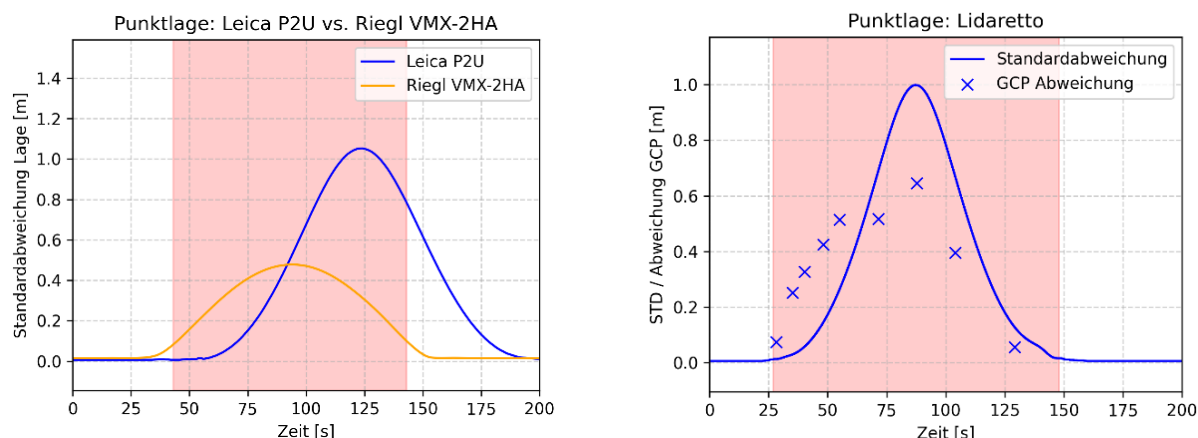


Abb. 2: Geschätzte Punktlagegenauigkeit für zwei High-End MMS während der Aufnahme des Tanzenbergtunnels (links, markierter Bereich ohne GNSS) und der geschätzten Lagegenauigkeit während der Aufnahme bei Warth mit dem Lidarettos-System (rechts)

Als Resultat weist die Trajektorie in der Tunnelmitte geschätzte Lageunsicherheiten von bis zu 0,5 m (Riegl VMX-2HA) bzw. 1,0 m (Leica Pegasus:Two Ultimate) auf (Abb. 2 links). Die georeferenzierten Punktwolken am Tunnelausgang zeigen zueinander Abweichungen von 5 cm bis 30 cm (KALENJUK & LIENHART 2022). Fehlen Passpunkte, verbleibt als einzige

Korrekturmöglichkeit das sogenannte Multipass-Alignment, bei dem Mehrfachfahrten rechnerisch in Übereinstimmung gebracht werden. Dieses Verfahren ist insbesondere für Anwendungen mit Sub-Zentimeter-Anforderungen relevant (KALENJUK & LIENHART 2024).

Das kostengünstige Lidaretto System (Tabelle 2) mit dem Hesai PandarXT32M2X (Tabelle 1) zeigt bei einem ähnlich langen Ausfall von knapp zwei Minuten bei Warth in Vorarlberg (Abb. 2 rechts), vergleichbare statistische Maße in der kombinierten Trajektorienlösung (ausgewertet in Inertial Explorer) wie das Leica Pegasus Ultimate:Two mit der iMAR FSAS IMU. Zur Steigerung der erzielten Genauigkeit wurden folgende Schritte gesetzt:

1. Zweifache Befahrung des Abschnitts und relative Angleichung der Punktwolken mittels Multipass-Alignment.
2. Einführung von Passpunkten aus früheren tachymetrischen Bestandsaufnahmen zur Kontrolle und Stützung der absoluten Lage (siehe Abb. 4).

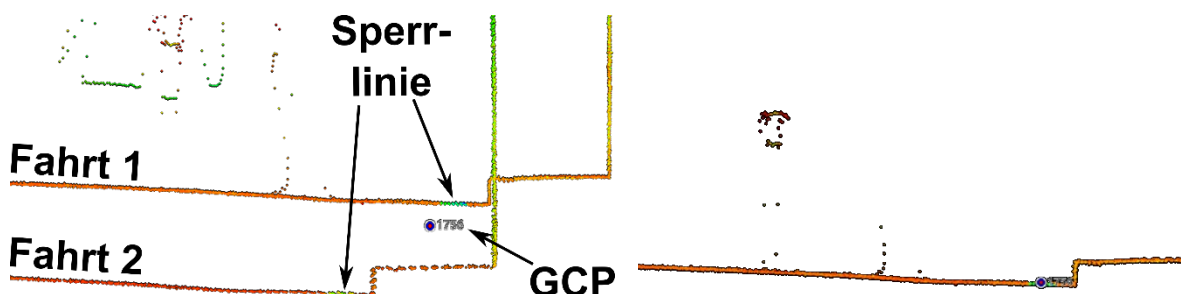


Abb. 4: Darstellung der georeferenzierten Punktwolken zweier Fahrten vor (links) und nach (rechts) der Anpassung mittels Multipass-Alignment und Kontrollpunkten

Die maximale Lageabweichung betrug in der Tunnelmitte ohne diese Stützung circa 65 cm. Auch wenn für die Kampagne beim Tanzenbergtunnel keine Kontrollmessungen vorlagen, sind bei derart langen GNSS-Ausfällen selbst für High-End-Systeme Abweichungen zu erwarten, welche die üblichen Toleranzen in der Vermessung übersteigen. Dies relativiert den wirtschaftlichen Mehrwert hochpreisiger Hardware, da auch diese ohne zusätzliche Passpunktstützung in solchen Szenarien zu ungenau werden.

4 Beispiele für Bestands- und Kontrollvermessungen

4.1 Bestimmung von Durchfahrtshöhen

Lichte Durchfahrtshöhen sind insbesondere für bewilligungspflichtige Sondertransporte (SOTRA) von Relevanz. Hier zählt mitunter jeder Zentimeter, weshalb nach Sanierungsmaßnahmen auch bei vorliegenden Bestandsdaten eine neuerliche Vermessung erforderlich ist. Erfahrungswerte belegen, dass sich lichte Höhen durch Belagsinstandsetzungen oder Brückensanierungen um bis zu 8 cm ändern können. Bislang erfolgten derartige Aufnahmen meist terrestrisch, was in langen Galerien und Tunneln eine Vielzahl an Standpunkten erforderte, um alle Details lückenlos zu erfassen.

Im Januar 2024 wurde die Vermessung der Flexengalerie, eines historischen und markanten Teilstücks der Lechtalstraße mit halboffenen Galerien und Tunneln, angefragt. Ausgehend von der ursprünglich nur drei Meter breiten Trasse und den Erweiterungen der 1930er Jahre wurde die Fahrbahn zuletzt Anfang der 2000er Jahre abgesenkt, um die Strecke für den Schwerverkehr tauglich zu machen. Durch diese stetigen Anpassungen entstand eine komplexe Struktur, in der sich gewachsener Fels mit modernen Betonflächen und zahlreichen Balkenelementen abwechselt (siehe Abb. 5). Aufgrund dieser enormen Detaildichte und der räumlichen Enge wäre eine klassische Vermessung nicht effizient umsetzbar gewesen, zumal der dichte Reiseverkehr in die Skigebiete Warth und Arlberg keine aufwendigen Arbeiten auf der Fahrbahn zulassen würde.



Abb. 5: Strukturelle Details der Flexengalerie. Die komplexe Geometrie und die wechselnden Oberflächen verdeutlichen die hohen Anforderungen an die Bestandsaufnahme.

Datenaufnahme und Auswertung

Mit zweimaliger Sperre von knapp 5 Minuten konnte die Flexengalerie abschattungsfrei und ungehindert in beiden Richtungen aufgenommen werden. Zur Stützung der Trajektorie wurden Messpunkte im Fels aus früheren Vermessungen herangezogen. Die Punktdichte (Multiplass-Alignment) als auch die Genauigkeit (Kontrollpunkte) konnten mit dieser Methode gesteigert werden (siehe Kapitel 3.3).

Die Auswertung von Punktwolke zur Ableitung lichter Durchfahrtshöhen erfolgt nach folgendem Schema:

1. Klassifizierung der Punktwolke in die Kategorien „Boden“ und „Nicht-Boden“
2. Berechnung von Oberflächenmodellen für beide Klassen
3. Ableitung des Differenzhöhenmodells

Diese Berechnung dient als Vorabauswertung zur ersten Einschätzung für die zuständigen Sachbearbeiter des SOTRA-Antrags. Bei besonders knappen Platzverhältnissen sind zusätzlich Parameter wie Einfahrtsrampen, Radstände und Querneigungen relevant. Solche detaillierten Analysen erfolgen im Bedarfsfall in der Software TopoDOT.

Datenbereitstellung

Die Ergebnisse werden als QGIS-Projekt im landesinternen Netzwerk bereitgestellt, bei dem die Differenzhöhenmodelle als GeoTIFF, die Punktwolken als cloud-optimized point clouds

(COPC) sowie Höhenschichtenlinien als Vektordatensatz einfach eingesehen, analysiert und exportiert werden können (siehe Abb. 6).

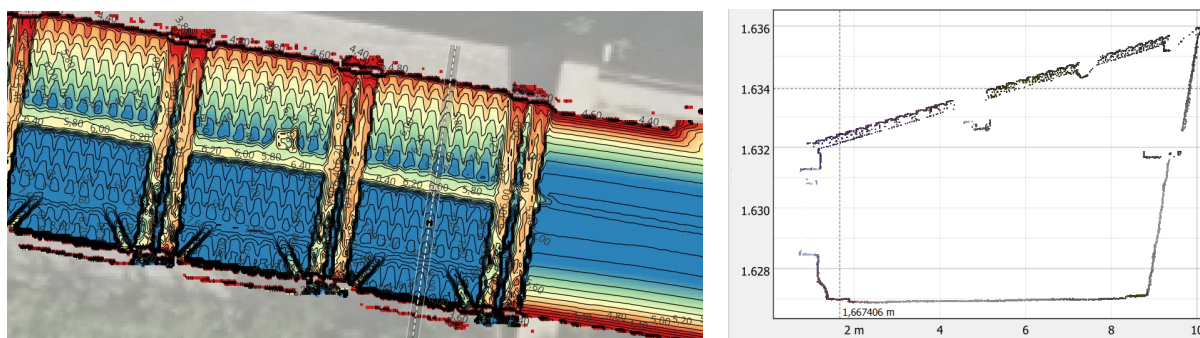


Abb. 6: Bereitstellung der Daten in QGIS als farb-kodierte Differenzhöhenmodelle (links) und Punktwolken zur 3D oder Profilansicht (rechts)

4.2 Kontrollvermessungen und Beweissicherung

Stabilitätskontrolle Steinschlichtungen

Die Möglichkeit zur großflächigen Bestandsvermessung bietet für die Überwachung von Infrastruktur- und Schutzbauwerken im alpinen Raum wesentliche Vorteile. Derzeit werden erste Steinschlichtungen in Vorarlberg (siehe Abb. 7) mit einem auf dem Hesai Pandar XT32M2X basierenden System (Lidaretto) einer Nullmessung unterzogen, um diese in der Folge zyklisch zu kontrollieren.

Die Duktilität der Bauwerke, d.h. die Eigenschaft, Verformungen bis zu einem gewissen Grad aufzunehmen, rechtfertigt dabei den Einsatz einer kosteneffizienten Mobile-Mapping-Strategie. Eine gänzlich andere Situation ergibt sich bei geankerten Stahlbetonbauwerken. Da diese nur minimale Verformungen tolerieren, ist eine Überwachung mit höchster Präzision erforderlich. Bei diesen Anforderungen stoßen selbst aktuelle High-End-Systeme ohne spezieller Nachbearbeitung an ihre Leistungsgrenzen (KALENJUK & LIENHART 2024).

Die absolute Referenzierung der Steinschlichtungen ist über signalisierte Bodenpunkte und großformatige Zielzeichen vorgesehen. Aufgrund der begrenzten Punktdichte und Datenqualität wird auf ein epochenübergreifendes Multipass-Alignment (vgl. KALENJUK & LIENHART 2022) verzichtet.



Abb. 7: Foto der Vermarkung diskreter Einzelpunkte für die tachymetrische Aufnahme (links) und vollflächige Information der abgewickelten RGB-Punktwolke (rechts).

Die Ergebnisübergabe erfolgt konventionell mittels technischer Berichte. Hierfür wird die Punktwolke entlang der Trassenachse abgewickelt und grafisch in das Dokument eingebunden. Die Darstellung erfolgt dabei wahlweise in Echtfarben (RGB) oder als Falschfarbenansicht zur Visualisierung der Verformungen.

Beweissicherung Straßensetzung

Im Zuge von Baumaßnahmen auf einem angrenzenden Privatgrundstück entstand der Verdacht einer unzureichenden Hangsicherung. Es bestand die Sorge, dass diese Eingriffe die Stabilität des Untergrunds beeinträchtigen und Setzungen des Straßenkörpers verursachen könnten.

Wie sich herausstellte, wurde der betroffene Bereich bereits zehn Tage zuvor im Rahmen der Durchfahrtshöhenbestimmung (Abb. 8 links) erfasst. Dies unterstreicht den Mehrwert des „Capture Once, Use Many“-Prinzips: Einmal erhobene Daten lassen sich effizient für unvorhergesehene Fragestellungen nutzen (Olsen et al. 2013). In diesem konkreten Fall wurden die MMS Daten durch statische Einzelpunktmessungen ergänzt.



Abb. 8: Zustandserfassung mittels Panoramakamera (links) und Orthofoto und Punktwolke des Straßenbereichs mit Neubau (rechts)

4.3 Planungsgrundlagen und Dokumentation

Im Zuge von Bauprojekten dienen Aufnahmen des Naturstands einerseits als Planungsgrundlage vor Baubeginn und andererseits zur Dokumentation nach der Fertigstellung. Bei komplexen Straßenverhältnissen erweist sich die Vermessung jedoch als zeitintensiv und birgt entlang stark oder schnell befahrener Abschnitte (vgl. Abb. 9) ein Sicherheitsrisiko für das Personal.

Zwar verspricht die Vermessung im fließenden Verkehr eine deutliche Steigerung von Effizienz und Sicherheit, doch darf ein wesentlicher Aspekt nicht vernachlässigt werden. Da Baumaßnahmen meist mit Grundablösen verbunden sind, ist ein Abgleich zwischen dem Naturstand und dem Kataster erforderlich. Aus diesem Grund sind beim Einsatz von Mobile Mapping zwei Punkte zu berücksichtigen:

1. Anschluss an das amtliche Festpunktfeld
2. Überführung der vollflächigen, dreidimensionalen Bestandsaufnahme in eine klassische planliche Darstellung gemeinsam mit dem Katasterstand

Analog zu punktuellen, GNSS-gemessenen Punkten, erfolgt der Anschluss beim Mobile-Mapping über eine Transformation, die über die nächstgelegenen Festpunkte bestimmt wird. Die Höhenkomponente wird dabei über GNSS-gemessene Punkte mit bekannter Gebrauchshöhe in die Bestimmung der Transformationsparameter integriert (2D+1D). Da gängige Softwarelösungen eine solche spezifische Transformation für Punktwolken oft nicht unterstützen, wurden die entsprechenden Algorithmen in eigens entwickelten Programmen implementiert.

Im Anschluss an die Georeferenzierung folgt die Auswertung, in der aus der vollflächigen Punktwolke die planungsrelevanten Kanten und Objekte extrahiert werden. In der Praxis erweist sich dieser Schritt als der zeitaufwändigste Teil der Prozesskette. Die Wahl geeigneter Auswertesoftware ist daher kritisch, denn Funktionen wie halbautomatische Kantenextraktion, das Fitten vordefinierter Templates oder dynamische Profilansichten sind maßgeblich, um diesen Prozess wirtschaftlich abwickeln zu können.

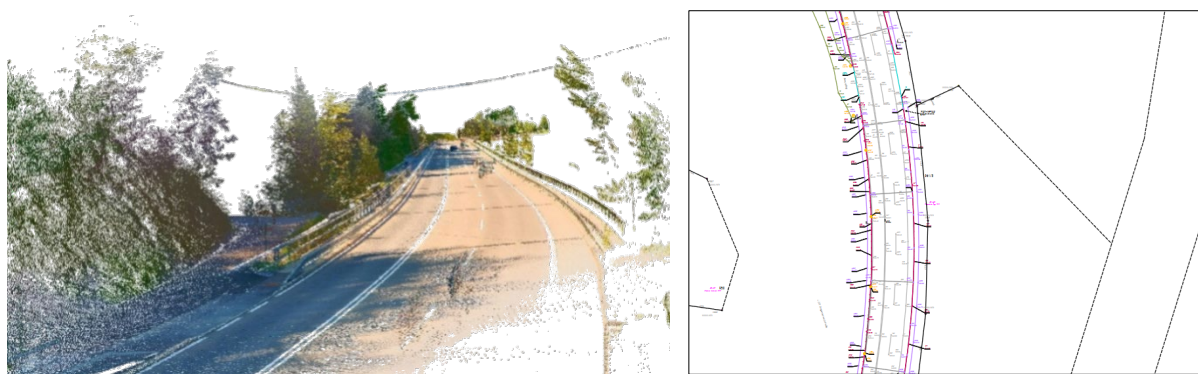


Abb. 9: Bestandsaufnahme nach Sanierung der Hangbrücken Tuppen in Egg. Links ist die eingefärbte Punktwolke, rechts die Plandarstellung der extrahierten Informationen mit Katasterstand

5 Zusammenfassung

Mit dem vorliegenden Beitrag wurden Erfahrungswerte mit High-End- und kostengünstigen Mobile-Mapping-Systemen (MMS) für Bestands- und Kontrollvermessungen geteilt. Die Ausführungen verdeutlichen, dass sich inzwischen insbesondere die kosteneffizienten Einstiegssysteme als eine valide und gewinnbringende Option für ingenieurgeodätische Bestandsvermessungen erweisen, sofern einige systembedingte Grundsätze beachtet werden.

Grundlage für diesen Qualitätssprung ist weniger die Hardware allein, sondern die Kombination aus modernen MEMS-Sensoren auf Quarz-Basis und einer ausgeklügelten Prozessierung (Vorwärts- Rückwärtsberechnungen, Integrationen von Dual-Antennen-Setups) in etablierter Software wie Inertial Explorer. Damit nähern sich diese Systeme einer Performance an, die lange Zeit ausschließlich dem High-End-Segment vorbehalten war.

Für den operativen Erfolg sind jedoch drei technische Parameter zu berücksichtigen:

- **Fahrgeschwindigkeit:** Sie muss auf die Rotationsfrequenz und die vertikale Winkelauflösung der Sensoren abgestimmt sein, um eine homogene Punktdichte in Fahrtrichtung zu gewährleisten.

- Passpunkt-Intervalle: Eine externe Stützung der Trajektorie bleibt essenziell. Die Erfahrungen zeigen, dass die zeitlichen Abstände in GNSS-abgeschatteten Bereichen (z. B. Tunnel) idealerweise unter 5 Sekunden liegen sollten, während bei guter Satellitenverfügbarkeit Intervalle von 10 Sekunden oder mehr realisierbar sind.
- Kalibrierung: Systematische Fehler (Boresight) sind idealerweise vor jeder Messfahrt durch Befahrungen in entgegengesetzter Fahrtrichtung zu kontrollieren.

Trotz der 3D-Datenerfassung bleibt der 2D-Lageplan ein zentrales Produkt, insbesondere wenn ein Abgleich zwischen Natur- und Katasterstand gefordert ist. Hierbei hat sich eine hybride Strategie bewährt, bei der grenzrelevante Punkte weiterhin statisch kontrolliert werden.

Der entscheidende Faktor für die Wirtschaftlichkeit liegt in der Prozessierung. Der Einsatz von Mobile Mapping führt zu einer Verlagerung der Arbeitslast vom Außen- in den Innendienst. Dieser Shift ist jedoch nur dann effizient, wenn die Auswertesoftware entsprechende Werkzeuge (z. B. halbautomatische Kantenextraktion, dynamische Profilansichten) bereitstellt. Andernfalls droht der Zeitgewinn auf der Straße durch einen unverhältnismäßig hohen manuellen Aufwand im Büro verloren zu gehen. Zudem korreliert der technologische Wandel mit einem angepassten Anforderungsprofil an das Personal: Die Qualitätssicherung und Interpretation der Daten setzen ein entsprechendes fachliches Know-how voraus. Sind diese Voraussetzungen erfüllt, lassen sich neben klassischen Plänen auch große Punktwolken (als COPC) und Derivate in interdisziplinären Prozessen integrieren.

Literatur

- BUSINESS GEOMATICS (2024). FOG-Leistung zum MEMS-Preis. <https://www.business-geomatics.com/fog-leistung-zum-mems-preis/> (09.01.2026)
- IMAR NAVIGATION GMBH (2026). Exporthinweise. <https://www.imar-navigation.de/de/kontakt/exporthinweise> (09.01.2026).
- INERTIAL LABS (2025): MEMS vs. FOG - What inertial system should you choose? White Paper. <https://inertiallabs.com/mems-vs-fog-what-inertial-system-should-you-choose/> (09.01.2026)
- KALENJUK, S. & LIENHART, W. (2022). A Method for Efficient Quality Control and Enhancement of Mobile Laser Scanning Data. In: Remote Sensing, 14(4), Artikel 857.
- KALENJUK, S. & LIENHART, W. (2024). Drive-by infrastructure monitoring: a workflow for rigorous deformation analysis of mobile laser scanning data. In: Structural Health Monitoring, 23(1), S. 94-120.
- NovAtel Inc. (2014): IMU errors and their effects. Application Note APN-064. <https://shop.novatel.com/s/contactsupport/article/IMU-Errors-and-Their-Effects-application-note> (09.01.2026).
- OLSEN, M. J., ROE, G. V., GLENNIE, C., PERSI, F., REEDY, M., HURWITZ, D., WILLIAMS, K., TUSS, H., SQUELLATI, A., & KNODLER, M. (2013): Guidelines for the use of mobile LIDAR in transportation applications (NCHRP Project 15-44). Transportation Research Board of the National Academies.

Geometrische Herausforderungen – Geodätische Lösungen

Herausfordernde Messaufgaben beim Wiederaufbau der Friesenbrücke / Ems und der EÜ über die Hunte bei Elsfleth

Markus FEDERMANN

intermetric GmbH, markus.federmann@intermetric.de

DOI: [10.3217/978-3-99161-070-0-030](https://doi.org/10.3217/978-3-99161-070-0-030), CC BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für Materialien von Dritten und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

1 Einführung

1.1 Das Bahnnetz im Küstenbereich von Nord- und Ostsee

Das Streckennetz der Deutschen Bahn mit seinen insgesamt rund 39.900 km Länge ist ein wichtiger Teil der deutschen Infrastruktur und Grundlage für einen starken Wirtschaftsstandort. In den 1950er Jahren war der Streckenbau mit 53.700 km auf einem Höchststand und wurde dann aufgrund des erstarkten Straßenbaus und einer politischen Konzentration auf das Kraftfahrzeug sukzessive zurückgebaut. Seit den 2000er Jahren wurden einige Schnellfahrstrecken neu gebaut und ältere Strecken wieder in Betrieb genommen, sodass heute wieder der Stand von 1905 erreicht ist.

Viele Strecken haben somit eine lange Historie und klangvolle Namen. Wenn in diesem Vortrag der Norden Deutschlands bzw. der Küstenbereich im Fokus ist, sind es Namen wie Marschbahn von Hamburg über den Hindenburgdamm nach Sylt, die Ostsee-Route zwischen Rostock-Stralsund-Rügen, die Anbindung der touristischen Hotspots wie Warnemünde, Husum, und Fehmarn. Namen wie Usedomer Bäderbahn oder die Nordbahn welche die Heide mit Büsum verbindet.

Die Strecken sind gekennzeichnet von einer meist ebenen Gradientenführung, ihrer Gründung in weichen wasserführenden Bodenschichten und vielerorts durch den Einfluss der Gezeiten und extremen Wetterereignissen.

1.2 Die Eisenbahnüberführungen Friesenbrücke, EÜ über Hunte

Seit dem Jahr 2023 beschäftigt sich die intermetric GmbH mit zwei Ingenieurbauwerken in besonderer Weise.

Das erste Bauwerk betrifft als Teil der Bahnstrecke 1575, der sogenannten Wunderlinie, von Bremen ins niederländische Groningen ist die 335 m lange Eisenbahnüberführung Friesenbrücke über die Ems bei Weener. Diese wurde im Jahr 1876 errichtet und hatte in der Mitte ein drehbares Teil, um die Schiffbarkeit der Ems sicherzustellen. Später wurde die Friesenbrücke durch eine Klappbrücke ersetzt.

Das zweite Bauwerk als Teil der Bahnstrecke 1720 von Oldenburg nach Brake, die 115 m lange Eisenbahnüberführung (EÜ) über die Hunte bei Elsfleth. Die Brücke wurde im Jahr 1873

fertiggestellt und hatte ebenfalls einen beweglichen Teil, um den Verkehr von größeren Schiffen auf der Hunte zu ermöglichen.

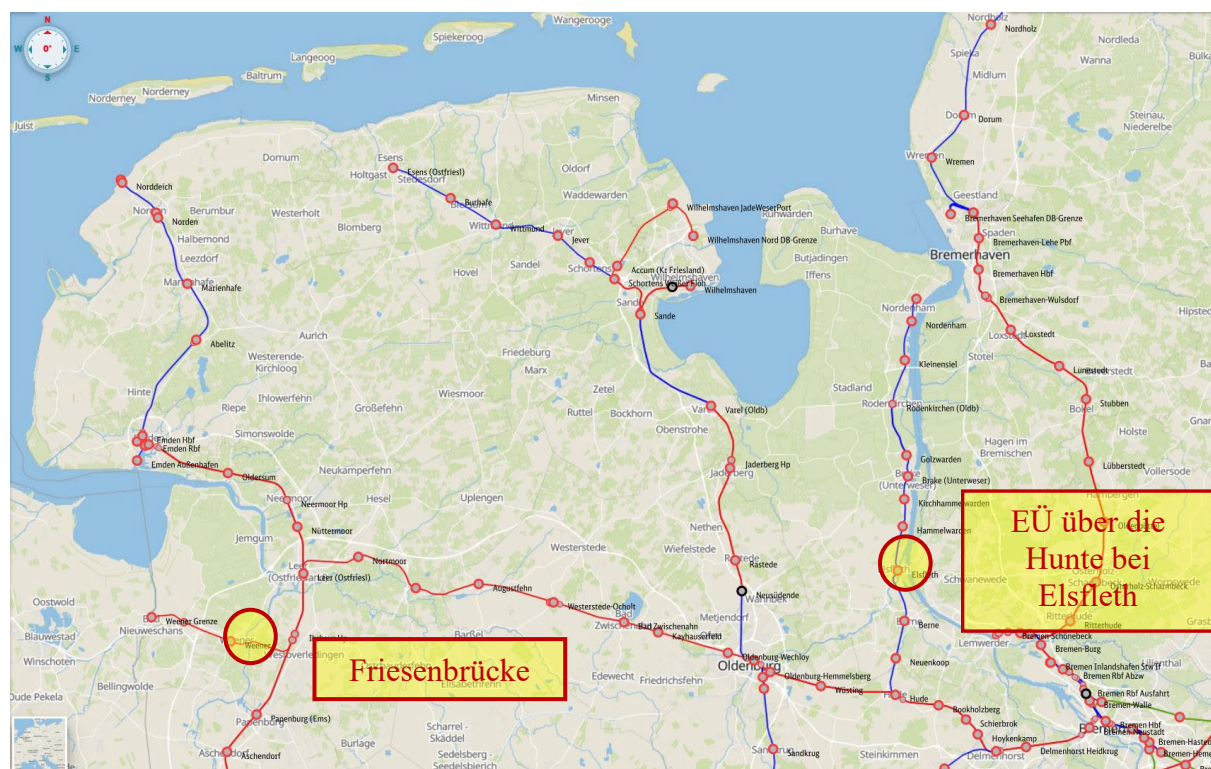


Abb. 1: Übersicht Streckennetz

1.3 Die Unfallereignisse durch Schiffshavarien

In den vergangenen Jahren wurden die beiden Brücken mehrfach in den Schlagzeilen der nationalen Presse erwähnt.

Anfangen die Friesenbrücke nach dem 3. Dezember 2015, als in der Nacht das Frachtschiff EMSMOON die nicht geöffnete Klappbrücke gerammt und diese stark beschädigt hatte. Die Untersuchungen des Unfallhergangs wurden veröffentlicht und sind im Internet zu finden. Die Brücke selbst wurde durch den Vorfall irreparabel beschädigt und muss wiederaufgebaut werden.

Von der Eisenbahnüberführung über die Hunte war zu lesen, dass im Februar 2024 ein Binnenfrachter gegen die Brücke stieß. Die Deutsche Bahn installierte daraufhin eine starre Behelfsbrücke um die Lücke zu schließen. Nach gut zwei Monaten wurde die Strecke wieder für den Verkehr freigegeben. Bereits am 23. Juli 2024 kam es zu einer weiteren Kollision, diesmal mit einem Tankmotorschiff, sodass die Bahnstrecke erneut einen Monat lang gesperrt werden musste. Am 2. Januar 2026 wurde die Brücke von einem 82 m langen Flusskreuzfahrtschiff touchiert, was keine Schäden an der Brücke verursachte.

Der aktuelle Zustand mit einer starren Hilfsbrücke, verbunden mit der Höheneinschränkung für passierende Schiffe, muss durch einen Neubau als Drehbrücke ersetzt werden.

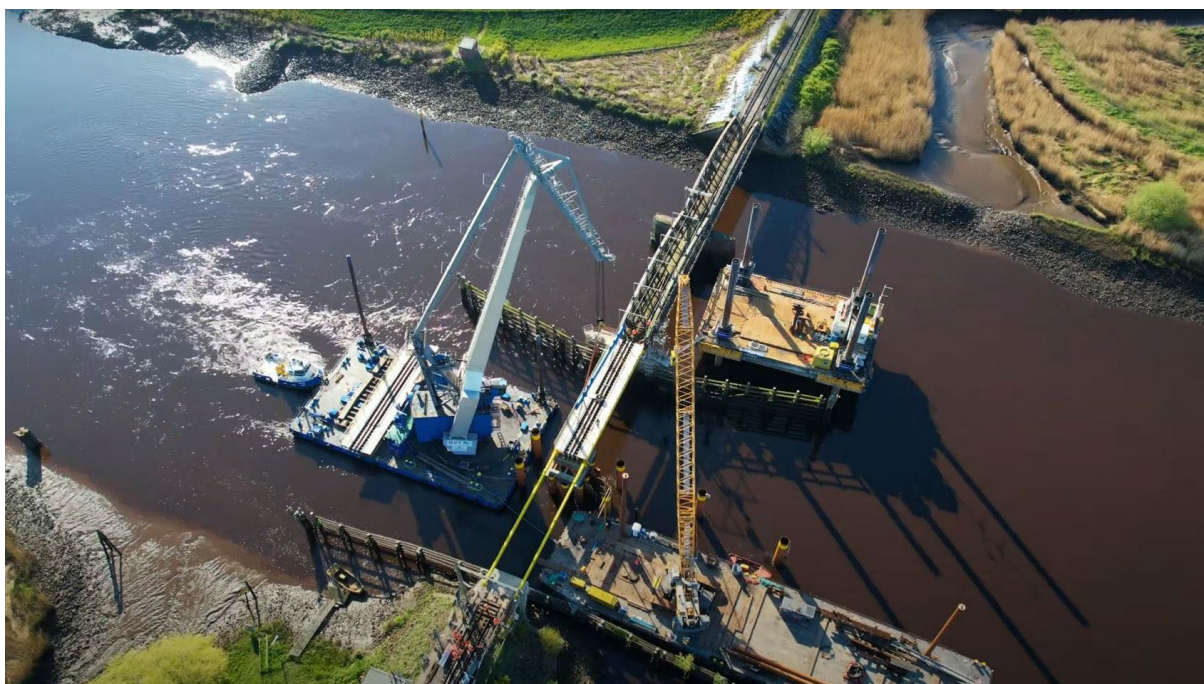


Abb. 2: Übersicht EÜ über die Hunte; Einbau Hilfsbrücke

2 Wiederherstellung der Bauwerke

2.1 Geodätische Aufgaben im Zuge der Wiederherstellung

Im Zuge der Wiederherstellung der beiden Bauwerke sind umfangreiche geodätische Aufgaben zu leisten:

1. Erstellung eines geodätischen Referenzrahmens im aktuellen Koordinatensystem DB_REF2016 der DB InfraGO AG.
2. Überführung der Gleistrassierung der Bahnstrecken in das System DB_REF2016.
3. Geodätische Bestandserfassung der Bauwerksbereiche als Planungsgrundlage.
4. Erstellung eines Bauwerksfestpunktfeldes als Pfeilernetz in hoher Genauigkeit.
5. Aufstellen eines Messprogramms für das Bewegungs- und Deformationsmonitoring

Den Aufgaben unter Punkt 4. und Punkt 5. kommt aufgrund der Lage der Bauwerke in Küstennähe eine besondere Bedeutung zu. Beide Bauwerke liegen im Bereich des Tideeinflusses der Nordsee und sind regelmäßigen Änderungen des Wasserpegels von ca. 4 m ausgesetzt. Die Friesenbrücke an der Ems liegt zudem im Einflussbereich des Emssperrwerks, mit welchem der Wasserpegel der Ems für die Überführung von Großschiffen mit einem Tiefgang von bis zu 8,5 m aus der Meyer Werft in Papenburg zur Nordsee aufgestaut werden kann.

2.2 Festpunktfeld im Tidebereich

Die Wiederherstellung der im Jahre 2015 havarierten Friesenbrücke begann im Juni 2023. Für die Errichtung eines Bauwerksfestpunktfeldes konnten keine tief gegründeten Pfeiler erstellt werden, da die an die Ems angrenzenden Dammbereiche sehr sensibel und nicht mit schwerem

Gerät befahrbar sind. Außerdem war der Einfluss der Tide und des hoch anstehenden Grundwasserspiegels auf Pfeilervermarkungen unklar und zu untersuchen. In Abstimmung mit den Geologen und dem Bauherrn wurde ein Messprogramm entworfen, welches eine Kombination von permanenten GNSS-Messungen und präzisen Tachymetermessungen vorgesehen hat. So wurden um das Projekt verteilt 4 permanente statische GNSS-Sensoren angeordnet, welche in einen Netzverband mit zwei Präzisionstachymetern eingebunden sind und zur Lagerung der periodisch durchgeführten tachymetrischen Bestimmung der Bauwerksfestpunkte verwendet wurden.

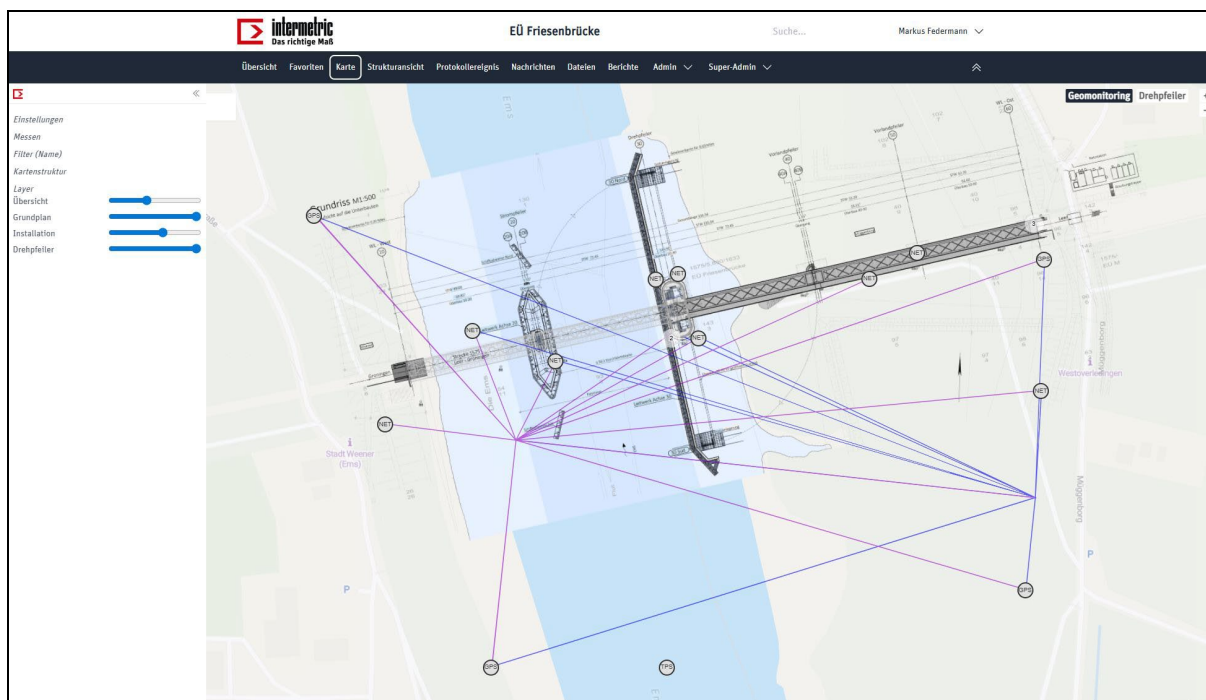


Abb. 3: Übersicht der örtlichen Netzgeometrie; Dynamisches Festpunktfeld

Ziel der permanenten Installation ist es, dass stündlich überprüfte Festpunkte für sämtliche laufenden Vermessungsaufgaben der Bauvermessung und des Bewegungs- und Deformationsmonitoring zur Verfügung stehen.

2.3 Bewegungs- und Deformationsmonitoring

Im Zuge der Wiederherstellung wurden Baubehelfe für die Gründungen der sechs neuen Pfeiler in Form von Spundwandverbauten eingebacht. Diese wurden wasserdicht konzipiert und ermöglichten so die Erstellung der Fundamente und Pfeiler in Stahlbetonbauweise. Ein besonderes Augenmerk lag bei der Realisierung auf dem zentralen Drehpfeiler. Durch das Bewegungs- und Deformationsmonitoring sollte die statische Berechnung der Baubehelfe und der neuen Gründungen geprüft und die prognostizierten Verformungen durch Messung verifiziert werden.

Zu diesem Zwecke wurden in das dynamische Festpunktfeld weitere Objektpunkte an den Baubehelfen, neuen Beton Gründungen und Pfeilern integriert, welche ebenfalls in einem stündlichen Messintervall tachymetrisch mitbeobachtet wurden.

Nach Fertigstellung des Rohbaus des zentralen Drehpfeilers wurde in diesem eine Schlauchwaage installiert. Mithilfe der Schlauchwaage sollen zusätzlich zur Überwachung der absoluten Verformung die relativen Verformungen in Form von Verkippungen permanent überwacht werden. Diese könnten während dem Einbau der mechanischen Antriebstechnik und dem Betrieb der Drehbrücke auftreten.



Abb. 4: Neue Friesenbrücke beim Drehvorgang

3 iGM.NET Dynamisches Festpunktfeld

3.1 iGM.NET - Das Geo-Monitoringsystem der intermetric

Die Aufgabe des dynamischen Festpunktfeldes wird mit iGM.NET, dem Geo-Monitoring System der Firma intermetric durchgeführt. Seit den Anfängen im Jahre 1998 wird das System aufgrund laufender Projektanforderungen ständig weiterentwickelt.

iGM.NET ist ein modulares Programmsystem, lässt sich horizontal und vertikal skalieren und bietet Schnittstellen zu allen gebräuchlichen geotechnischen und geodätischen Sensoren. Mit iGM.NET Web3 steht die dritte Generation der voll integrierten Web-Plattform als interaktive Benutzerschnittstelle zur Verfügung. Durch umfangreiche Cloud-Funktionen und dem umfassend konfigurierbaren Benutzer- und Rechtemanagement bietet die Web-Plattform vielseitige Präsentationsmöglichkeiten. In einigen großen Projekten wird die Plattform als das zentrale Datenmanagementsystem eingesetzt.

Die in den Richtlinien der DB InfraGO AG festgelegten Anforderungen sind mit diesem System umsetzbar.

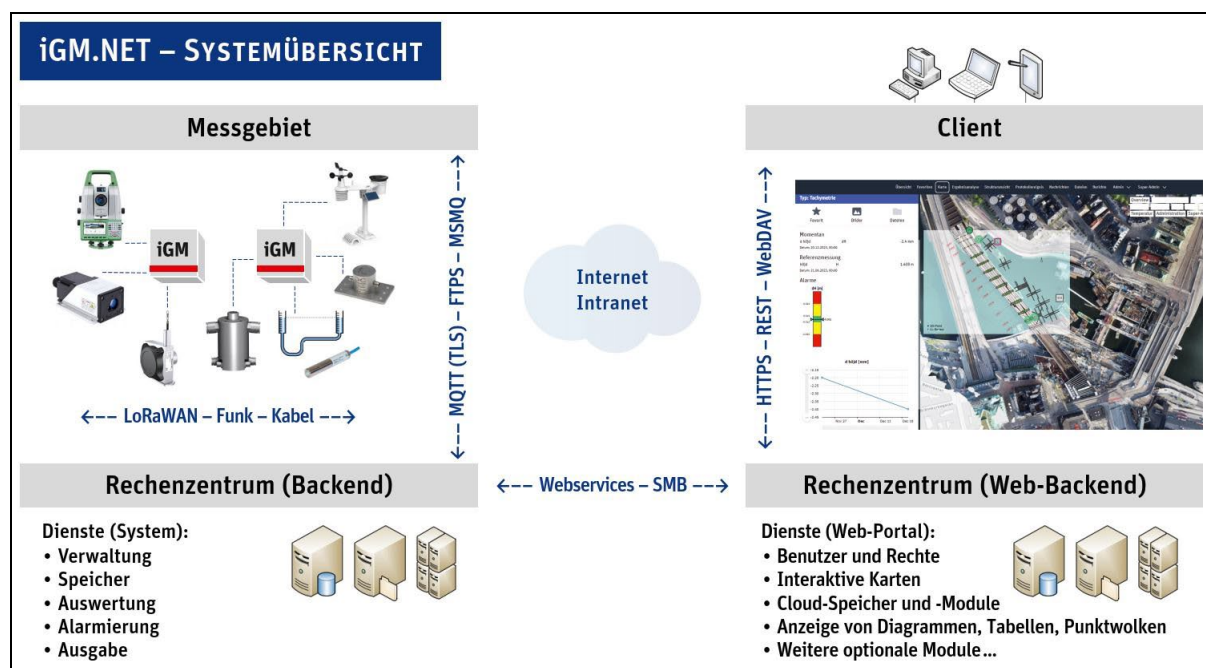


Abb. 5: iGM.NET Systemübersicht

Für die Anforderung im Projekt, ein dynamisches Festpunktfeld zu realisieren, sind insbesondere die Module 'Statische GNSS-Messungen' und 'Netzausgleichung' zu erwähnen.

iGM.NET - Modul 'Statische GNSS-Messungen' berechnet aus den GNSS-Rohdaten, welche von systemzugehörigen Empfängern und Empfängern aus dem SAPOS-Referenzdienst gestreamt werden, zur laufenden Messepoche die aktuellen Positionen der mit GNSS-Antennen besetzten Festpunkten.

iGM.NET –Modul 'Netzausgleichung' hat die Ausgleichungsanwendung xDesy integriert. Zur laufenden Epoche werden die Tachymetermessungen der Netzkpunkte aus mehreren Vollsatzmessungen, die aktuellen GNSS-Positionen mit einer Standardabweichung sowie die Messungen auf die Objektpunkte der Deformationsüberwachung in eine gemeinsame Ausgleichsrechnung eingeführt. Das Ausgleichungsmodul führt eine Grobfehlersuche mit automatischer Bereinigung durch. Wenn alle Tests der Analyse bestanden sind, wird die Netzausgleichung mit einer dynamischen Lagerung auf den GNSS-Festpunkten zur endgültigen Koordinatenberechnung sämtlicher Fest- und Objektpunkte der laufenden Epoche durchgeführt.

3.2 Systemkomponenten und -konfiguration

Die Installation im Projekt der Friesenbrücke umfasst im Bereich der Sensorik 4 GNSS Antennen vom Typ Trimble R750 GNSS Receiver mit Antenne Trimble Zephyr 3, 2 Tachymeter vom Typ Leica TM50/60 sowie 4 Schlauchwaagensensoren vom Typ Position Control PC-HSD4.

Die Datenkommunikation läuft in iGM.NET in diesem Fall mit einem eigenen lokalen WLAN-Netzwerk sowie einem integrierten LoRaWAN-Gateway der Firma Worldsensing. Die

Datenübertragung nach Stuttgart erfolgt als verschlüsselte Kommunikation über den 5G Mobilfunkstandard mittels SIM-Karten mit National Roaming.



Abb. 6: Dynamisches Festpunktfeld; GNSS-, Tachymeterfestpunkt

Der zentrale Datenserver des Projektes befindet sich als virtueller Server im Rechenzentrum der intermetric in Stuttgart. Dorthin werden die Daten automatisch übermittelt und auf hochwertigen Speichersystemen zuverlässig gesichert. Auf der sogenannten Datenzentrale befindet sich auch das iGM.NET Backend, das mit verschiedenen Softwarekomponenten, aufeinander zeitlich abgestimmt, die komplette Datenprozessierung, Datenspeicherung und Datenpräsentation realisiert.

Im Projekt ist die Konfiguration so eingestellt, dass stündlich drei Tachymetermessungen im Abstand von 20 Minuten als satzweise Messung durchgeführt werden. Die GNSS-Signale der vier Antennen im Projekt und der benachbarten SAPOS-Station werden permanent aufgezeichnet. Stündlich wird eine Basislinienauswertung zur Positionsbestimmung durchgeführt. Die Positionen im System WGS84 werden zur Laufzeit in das Projektsystem im DB_REF2016 überführt.

Die aktuellen Positionen der GNSS-Festpunkte dienen im weiteren Schritt als Lagerungspunkte für die Tachymetermessungen. Die Auswertung erfolgt als dynamische Lagerung unter Einführung einer Standardabweichung für die Koordinaten in der Berechnung. Im Laufe des Projekts wurde zudem eine Historisierung in die Berechnung eingefügt. Aufgrund der Bautätigkeit waren durch Großmaschinen zeitweise über mehrere Tage hinweg Sichten für die Tachymetermessung nicht frei und somit ergaben sich Lücken im Datenmaterial. iGM.NET ermöglicht eine Historisierung in der Weise, dass Werte der aktuellen Epoche mit dem höchsten

Gewicht in die Berechnung eingehen und ältere Messwerte mit einer signifikant geringeren Gewichtung in die Berechnung miteingefügt werden. Somit können Lücken im Datenmaterial geschlossen und trotzdem gewährleistet werden, dass die aktuellen Messungen das Ergebnis vorrangig bestimmen.

Das Ergebnis der Auswertung wird nach Abschluss der Berechnungen in der Projektdatenbank epochenorientiert gespeichert. Auf dieser Basis werden dann Tabellen der aktuellen Koordinaten erzeugt, die den örtlichen Vermessungsingenieuren als Grundlage der laufenden Arbeiten zur Verfügung stehen. Der aktuellste Stand der Koordinaten wird laufend und automatisiert im Webportal des Projektes zur Verfügung gestellt.

3.3 Projekterfahrungen

Die Installation eines dynamischen Festpunktfeldes am Projekt Friesenbrücke wird als Erfolg im Projekt gesehen. Aufgrund der vier GNSS-Antennen und jeweils einstündigem Datenmaterial zur Basislinienbestimmung der Positionen bei besten GNSS-Voraussetzungen auf den Messpfeilern ist die angestrebte Genauigkeit von 2 mm eine realistisch erreichbare Größenordnung für die absolute Punktbestimmung des Festpunktfeldes. Die Einflüsse aus dem Tidegang des Wasserspiegels auf die Festpunkte war deutlich geringer als durch die Geologen im Vorfeld prognostiziert und durch die Messungen nicht signifikant nachweisbar. Dies war für das Projekt und die Realisierung eine wichtige Erkenntnis.

Problematisch ist die Beeinflussung durch die Bautätigkeiten selbst zu bewerten. Durch fehlende Sichten ist der auf zwei Tachymeter begrenzte Netzverband anfällig. Insbesondere bei den bauwerksnahen Festpunkten, die durch einfache Polarbestimmung aus dem Netzverband heraus bestimmt wurden, kam es immer wieder zu Ausfällen. Positiv ist, dass bei bauseitigen Veränderungen dieser Punkte, diese unmittelbar durch das System erkannt und durch eine aktualisierte Koordinate automatisch in der darauffolgenden Messepoche berichtigt werden.

Aufgrund der ähnlichen Bedingungen an der Eisenbahnüberführung über die Hunte ist angedacht, für die im Jahre 2026 beginnende Wiederherstellung, ein ähnliches Messprogramm für das Bauwerksfestpunktfeld zu realisieren.

4 iGM.NET Bewegungs- und Deformationsmonitoring

4.1 Systemkomponenten und -konfiguration

Für das Bewegungs- und Deformationsmonitoring wurden an den Baubehelfen (Spundwandkasten) und fertiggestellten Bauwerksteilen (Brückenpfeiler und Widerlager) 3D-Verformungspunkte angebracht. Diese wurden in der Regel mit Miniprismen in der Örtlichkeit signalisiert und in das Messprogramm des dynamischen Festpunktfeldes integriert.

Die Punkte können durch die Baufirma vermarktet und mit einer groben Koordinate als Anfahrposition für die Tachymeter im System konfiguriert werden. Auf diese Weise konnten laufend und auf einfache Weise, dem Baufortschritt folgend, neue Punkte als Deformationspunkte integriert werden.

Im neuen Drehpfeiler der Friesenbrücke wurde eine Schlauchwaage angeordnet, welche ebenfalls in einem stündlichen Messintervall geometrische Änderungen des Pfeilers erfasst. Insbesondere ist hier von Interesse, dass durch die enormen Kräfte durch die Bewegung der Brücke keine Verformungen in Form von Verkippungen des Pfeilers entstehen. Die Schlauchwaage erfasst die relativen Höhenänderungen zwischen den vier Sensoren in einer Genauigkeit von 0,2 mm.

Die Ergebnisse des Bewegungs- und Deformationsmonitoring werden durch Grafiken und Tabellen dargestellt und im Web-Portal des Projekts den Projektbeteiligten zur Auswertung zur Verfügung gestellt.

Das automatische Geo-Monitoring liefert für die statische Bewertung den projektbeteiligten Gutachtern wertvolle Informationen und wird als sehr positiv für das Projekt bewertet.

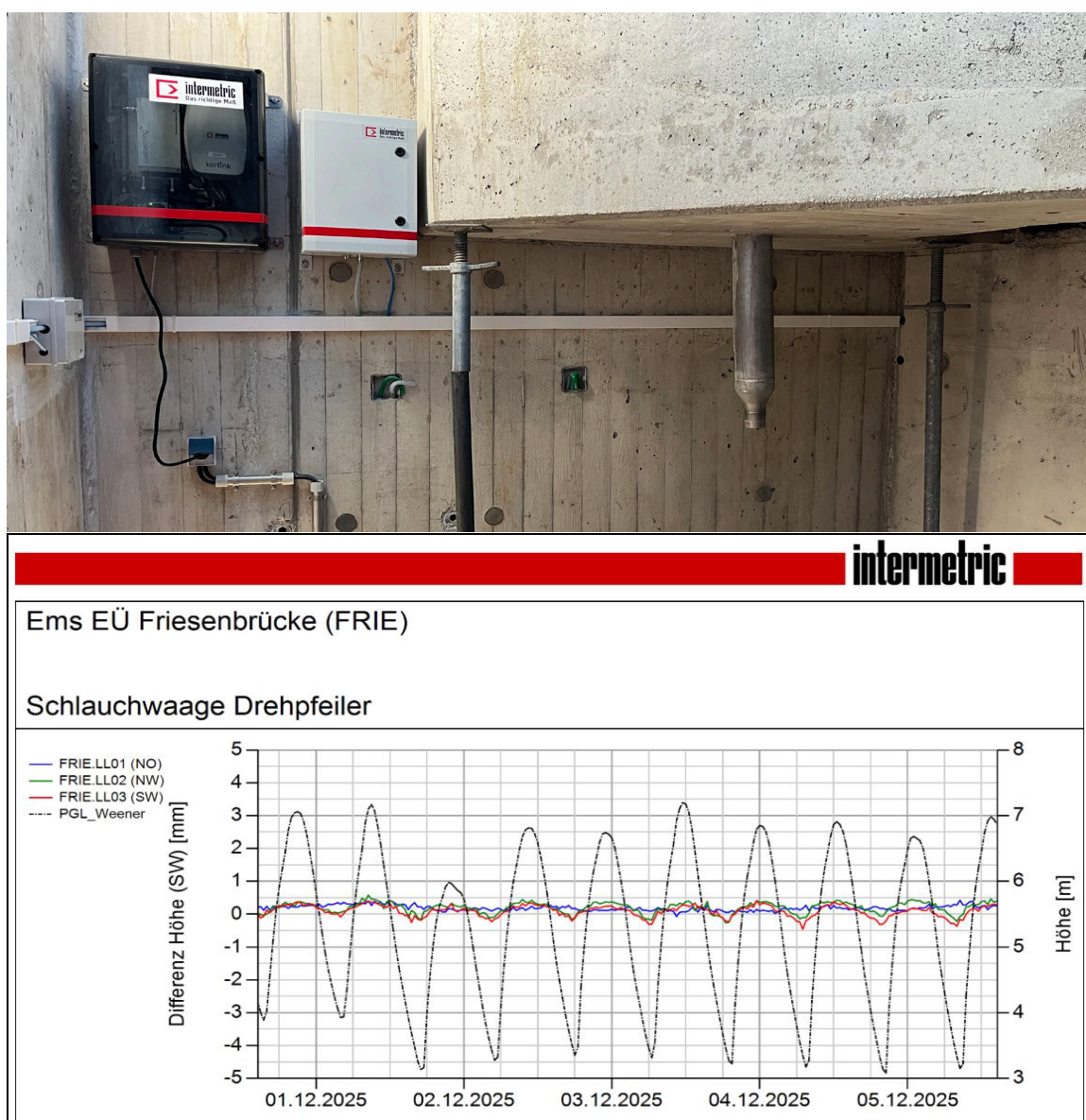


Abb. 7: Schlauchwaage im Drehpfeiler mit Ergebnissen