

# Bestandsvermessung der neuen ÖBB-Unterinntaltrasse – Messkonzept und Ergebnisse<sup>1</sup>

## Inventory Survey of ÖBB's New Railway Track in the Lower Inn Valley – Surveying Concept and Results

Klaus Legat

Mit den Vermessungsarbeiten zur Errichtung der Eisenbahn-Neubaustrecke (NBS) im Unterinntal östlich von Innsbruck wurde im Jahr 1998 begonnen, der fertiggestellte Abschnitt Kundl–Baumkirchen (ca. 40 km) wurde Ende November 2012 eröffnet. Im Sommer 2016 wurde durch die ÖBB Infrastruktur AG die Bestandsvermessung für die oberirdischen Bereiche der NBS sowie für die umgebauten Abschnitte der Bestandsstrecke (BS) ausgeschrieben. Die Vermessungsmethodik war den Bietern freigestellt; eine rein terrestrische Vermessung schied jedoch aufgrund des Betretungsverbots für den Gleisraum aus. Es wurden zwei Aufnahmebereiche mit unterschiedlichen Genauigkeitsvorgaben definiert: Im Nahbereich der Gleise (roter Bereich) betrug die Vorgabe für die Standardabweichung 2 cm in Lage und Höhe. Ansonsten betrug die einzuhaltende Standardabweichung 10 cm (gelber Bereich). Die hohen Anforderungen für den roten Aufnahmebereich wurden bewusst gewählt, um das Genauigkeitspotenzial moderner Messverfahren ausloten zu können. Das Projekt hat also auch Pilotcharakter für die ÖBB. Den Auftrag für das Projekt hat die Vermessung AVT-ZT-GmbH mit Hauptsitz in Imst (Tirol) gewonnen. Das von AVT vorgelegte Konzept sieht neben der obligatorischen GNSS-basierten Kontrolle des Grundlagentznetzes folgende Messverfahren vor:

- hochauflösende photogrammetrische Befliegung,
- photogrammetrisches Mobile Mapping auf der Bahnstrecke und auf einigen Begleitwegen,
- hochauflösende Laserscanning-Befliegung,
- terrestrische Ergänzungsmessungen außerhalb der Gefahrenzone.

Das Projekt wurde im Juli 2016 begonnen und Ende Juli 2017 erfolgreich abgeschlossen. Dieser Beitrag erläutert das Messkonzept und dokumentiert die erreichte Genauigkeit der Ergebnisse.

**Schlüsselwörter:** Grundlagentznetz, Photogrammetrie, Laserscanning, Mobile Mapping.

*The surveying work for the construction of the new railway track ("Neubaustrecke", NBS) in the Lower Inn Valley east of Innsbruck, Tyrol, was begun in 1998; the completed section between Kundl and Baumkirchen (approx. 40 km) was opened end of November 2012. In mid-2016, the ÖBB Infrastruktur AG (ÖBB stands for Österreichische Bundesbahnen, Austrian Federal Railways) tendered the inventory survey of the above-ground parts of the NBS and the rebuilt sections of the existing railway track ("Bestandsstrecke", BS).*

*The surveying methodology could be freely chosen by the bidders; however, due to the very limited access to the rail area, pure terrestrial surveying was no valid option. Two surveying zones were defined with different accuracy requirements: In the close vicinity of the rails (red zone), the requested standard deviation was 2 cm in planimetry and altimetry. Outside this area (yellow zone), the requirement was 10 cm.*

<sup>1</sup> Überarbeiteter und erweiterter Beitrag des Internationalen Ingenieurvermessungskurs 2017

The strict specification for the red zone was chosen intentionally to investigate the accuracy potential of state-of-the-art surveying techniques. Thus, the project served also as a pilot for ÖBB.

The contract for the project was won by Vermessung AVT-ZT-GmbH with headquarters in Imst, Tyrol. Despite the mandatory GNSS-based verification of the existing surveying network, the proposed concept included several different measurement campaigns:

- High-resolution airborne photogrammetry,
- Photogrammetric mobile mapping on the railway and some accompanying roads,
- High-resolution airborne laser scanning,
- Complementary terrestrial surveying outside the hazardous zone.

The project was begun in July 2016 and was successfully finished by end of July 2017. This paper explains the surveying concept and documents the achieved accuracy of the results.

**Keywords:** Surveying network, photogrammetry, laser scanning, mobile mapping.

## 1 AUSGANGSSITUATION

### 1.1 Unterinntaltrasse

Das Unterinntal zwischen Kufstein und Innsbruck stellt eine der wichtigsten österreichischen Verkehrsachsen dar, sowohl für die Eisenbahn als auch für den Straßenverkehr. Die jetzige Bestandsstrecke (BS) der ÖBB wurde bereits in den 1850er-Jahren errichtet /Artl et al. 2012/. Besondere Bedeutung kommt dem Abschnitt auch deshalb zu, weil er sowohl Teil der Arlbergstrecke als auch des nördlichen Zulaufs für den im Bau befindlichen Brenner Basistunnel (BBT) ist. Die Brennerachse ist wesentlicher Bestandteil des Trans-europäischen Verkehrsnetzes (TEN-Achse Nr. 1, Berlin – Palermo).

Um den Ansprüchen einer solchen Hochleistungsstrecke gerecht zu werden, wurden bereits frühzeitig erste Ausbaupläne entwickelt (Machbarkeitsstudie 1993). Schließlich wurde die Entscheidung getroffen, eine Neubaustrecke (NBS) mit eigener Trassenführung zu errichten. Die NBS (oder auch „Neue Unterinntalbahn“) verläuft auf dem ca. 40 km langen Teilstück zwischen Kundl im Osten und Volders-Baumkirchen im Westen zu etwa 80 % in Tunnels bzw. vertieften Wannen /ÖBB Infrastruktur Bau 2007/

Als Vorbereitung für den Bau der NBS erfolgte im Jahr 1998 die Erstvermessung des Grundlagentznetzes mittels GNSS. Die Netzpunkte entlang der Trasse wurden mit Messfeilern stabilisiert. Als

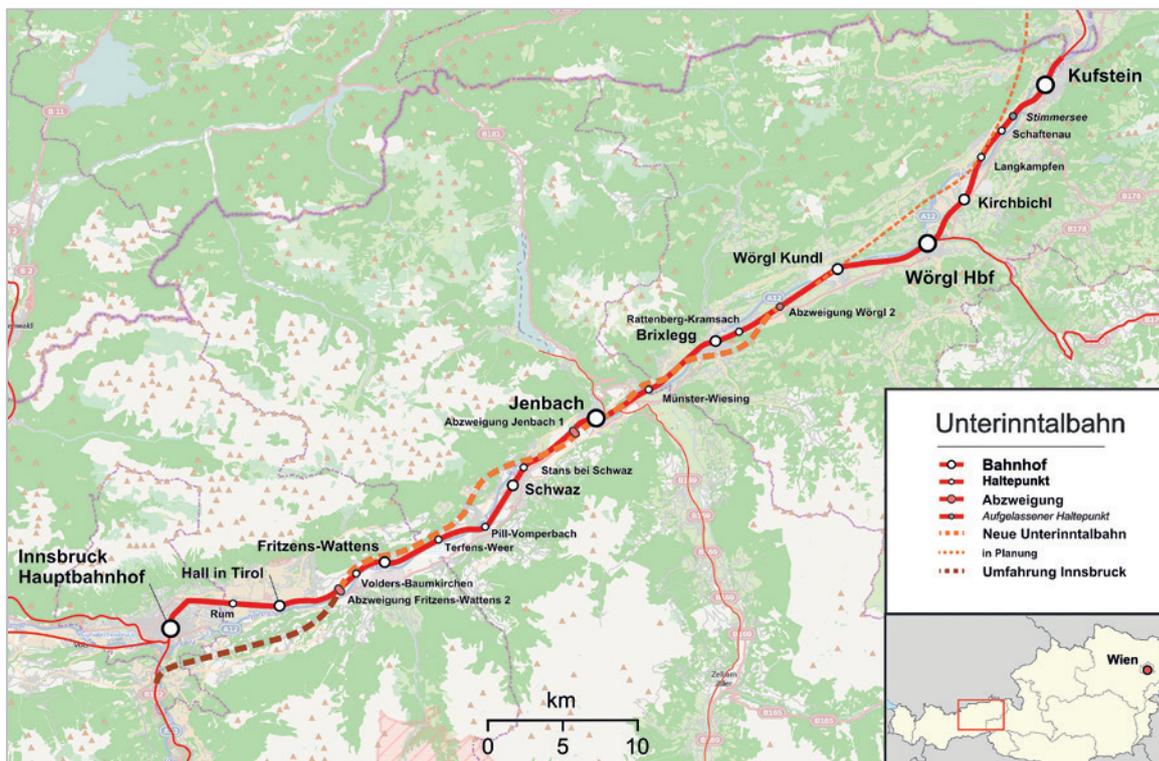


Abb. 1 | Streckenführung der Unterinntalbahn: Unterbrochene Linie (dick) = NBS, durchgezogene Linie = BS /Wikipedia 2017/

Anschlusspunkte für terrestrische Vermessungen wurden zudem an den Talflanken gelegene Festpunkte des Bundesamts für Eich- und Vermessungswesen (BEV) in das GPS-Netz mit einbezogen. Im Zuge der Bauarbeiten wurde das Netz bedarfsweise durch weitere Pfeiler verdichtet, insbesondere bei den Tunnelportalen. Die Höhen der Pfeiler in den Tallagen wurden durch Präzisionsnivellements bestimmt. Entsprechend der gängigen Praxis bei großen Ingenieurprojekten wurde ein eigenes Projektkoordinatensystem (PKS) definiert. Dieses wurde zwangsfrei auf dem Festpunktfeld gelagert und analog zur westlichen Zone des österreichischen Landeskoordinatensystems /Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen 2017/ festgelegt, wobei zusätzlich die Ost- und Nord-Koordinaten durch Additionskonstanten so verändert wurden, dass keine Verwechslung mit den Landeskoordinaten auftreten kann.

Typischerweise stabilisieren die ÖBB ihr streckeneigenes Koordinatensystem anhand von Messbolzen, die an den Oberleitungsmasten montiert sind. Diese „Mastbolzen“ bilden eine ideale Grundlage für die Kontrolle und Korrektur der Gleislage. Die Mastbolzen der NBS wurden von den Netzpunkten der Bauphase abgeleitet und liegen im PKS vor.

## 1.2 Aufgabenstellung der Bestandsvermessung

In der Leistungsbeschreibung wurde die grundsätzliche Aufgabenstellung wie folgt definiert /ÖBB Infrastruktur Bau 2016/:

„Für die Schlussvermessung des Bestands der Unterinntaltrasse zwischen Kundl und Baumkirchen (...) soll eine Vermessung in Lage und Höhe der oberirdischen Bereiche des gesamten Projekts durchgeführt werden. Die Aufnahmemethode ist dem Auftragnehmer überlassen. Ziel ist die Lieferung von digitalen Daten im PKS der Unterinntaltrasse.“

„Grundsätzlich sollen (...) die gesamte NBS samt Nebenanlagen sowie alle veränderten und neu errichteten Teile der BS aufgenommen werden. Die Tunnelstrecken und Stollen sind nicht Gegenstand dieser Ausschreibung. Der Geländestreifen oberhalb der Tunnelstrecken soll jedoch vermessungstechnisch erfasst werden.“

„Der rote Aufnahmebereich (ca. 1,4 km<sup>2</sup> [29 Teilbereiche]) umfasst alle Eisenbahnanlagen sowie das neu errichtete Straßennetz. In diesem Bereich ist eine vollständige Aufnahme aller Objekte entsprechend den vorgegebenen Richtlinien mit einer Genauigkeit von 2 cm in Lage und Höhe durchzuführen. Der gelbe Aufnahmebereich (ca. 6,8 km<sup>2</sup> [zwei Teilbereiche]) umfasst die ökologischen Ausgleichsflächen, den Gefährdungstreifen des Tunnels sowie weitere Randbereiche. Die geforderte Aufnahmegenaugigkeit beträgt in diesem Bereich 10 cm in Lage und Höhe.“

„Die Messpfeiler sind vor Beginn der Aufnahmekampagne lage- und höhenmäßig mittels GPS zu kontrollieren. Die Auswahl der als Passpunkte geeigneten Punkte bzw. der neu zu bestimmenden Passpunkte und Passflächen ist vom Auftragnehmer durchzuführen.“

Die Schlusslieferung hatte u.a. folgende Bestandteile zu enthalten:

- Lage- und Höhenplan im Format AutoCAD DWG,
- Digitales Gelände- und Oberflächenmodell (DGM, DOM),
- Digitales Orthophoto (DOP) mit 5 cm Pixelgröße (RGB).

## 2 MESSKONZEPT

Im Zuge der Angebotserstellung wurde das in *Abb. 2* dargestellte Messkonzept ausgearbeitet. Das Herzstück bildet die stereophotogrammetrische Auswertung eines hochauflösenden Bildflugs, für den eine großformatige Digitalkamera vom Typ UltraCam Eagle Mark 2 f100 eingesetzt wurde. Die wichtigsten Eckdaten dieses Sensors sind in *Tab. 1* zusammengefasst /Vexcel Imaging 2016/. Die DGM- und DOM-Daten wurden vorwiegend aus Airborne Laser-scanning (ALS) gewonnen. Dabei kam ein GNSS/INS-gestützter Laserscanner vom Typ Riegl VQ580 zum Einsatz, der mit einem Ultraleichtflugzeug in sehr geringer Höhe geflogen wurde. Die aufgezeichneten Daten wurden unter Einbeziehung von Passflächen hochgenau georeferenziert, klassifiziert und mit Bruchkantenmessungen aus dem Bildflug kombiniert.

Anhand des Bildflugs konnten mehr als 90 % der erforderlichen Objekte ausgewertet werden. Die verbleibenden Objekte konnten aufgrund von Sichthindernissen (z. B. Bewuchs, Gebäude, Lärmschutzeinrichtungen) bzw. Schatten nicht aus den Luftbildern erfasst werden.

Als zweites Messverfahren kam Mobile Mapping (MM) zum Einsatz. Das gewählte Messsystem (Trimble MX7) umfasst eine GNSS/INS-gestützte Panoramakopfkamera vom Typ Ladybug 5 /Flir 2017/ und zwei terrestrische Laserscanner, deren Daten jedoch für das Projekt nicht verwendet wurden. Die photogrammetrische Auswertung eines Objekts erfolgt durch monoskopische Messung in jeweils zwei einander überlappenden Panoramabildern und räumlichen Vorwärtsschnitt. Die MM-Daten wurden direkt in die Luftbilddatenauswertung eingearbeitet.

Unterführungen und sonstige Bereiche, die von beiden photogrammetrischen Verfahren nicht erfasst werden konnten, wurden durch Vorort-Vermessung (Feldvergleich) mittels GPS und Tachymeter ergänzt. Sämtliche Messungen wurden dreidimensional durchgeführt.

Parameter	Wert
Finales Bildformat (quer × längs)	23 010 Pixel × 14 790 Pixel (360 Megapixel)
Physikalische Pixelgröße	4,6 µm × 4,6 µm
Brennweite (panchromatisch)	100 mm
Öffnungswinkel (quer × längs)	55,8° × 37,6°
Geometrische Genauigkeit im Bild	besser als 2 µm
Beste Bodenauflösung (ca.)	1,5 cm
Minimales Auslöseintervall	1,65 s
Kanäle	panchromatisch, RGB, nahes Infrarot
Farbtiefe, Aufnahmedynamik	> 12 bit/Kanal, > 72 dB

Tab. 1 | Eckdaten der UltraCam Eagle Mark 2 f100

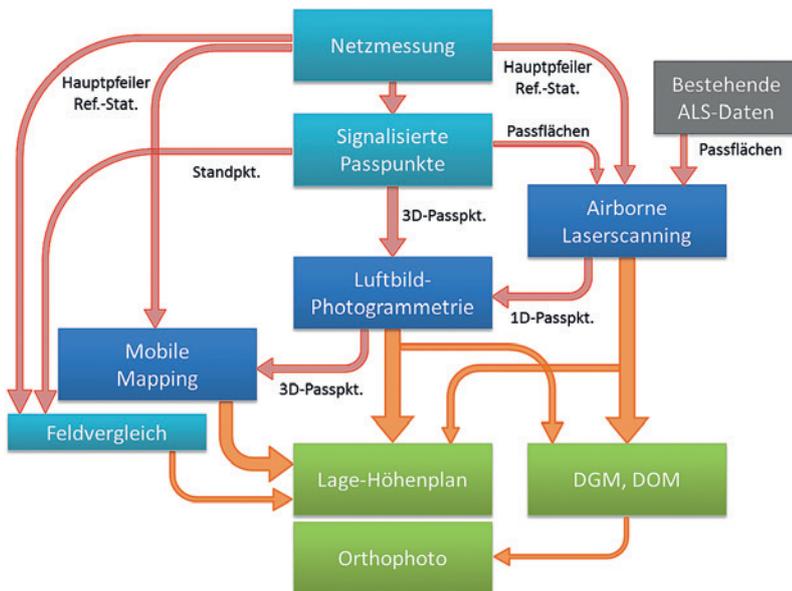


Abb. 2 | Das von AVT ausgearbeitete Messkonzept; die Pfeilstärken deuten die Hierarchie der Messmethoden für die vermessungstechnischen Endprodukte an

## 3 DURCHFÜHRUNG UND ERREICHTE GENAUIGKEIT

### 3.1 Netzmessung

Das Festpunktfeld musste von übergeordneter Qualität sein, um die Genauigkeitsanforderung im Aufnahmebereich „rot“ (2 cm Standardabweichung in Lage und Höhe) einhalten zu können. Dazu hat der Auftraggeber folgende Vorgaben gemacht /ÖBB Infrastruktur Bau 2016/:

„Es sind mindestens 30 geeignete Messpfähler auszuwählen, welche mit Zweifrequenz-GPS-Empfängern gleichzeitig zu bestücken sind.“ Die Netzmessung ist „als statische Nachtmessung mit einer Messdauer von 12 Stunden (...) auszuführen.“

Nach Einarbeitung in die vorhandene Dokumentation über das PKS erfolgte zunächst eine Befahrung sämtlicher Punkte, die anhand ihrer Lage und der lokalen Topographie als „GNSS-tauglich“ eingestuft worden waren. Bei der endgültigen Punktauswahl wurde besonderes Augenmerk auf freie Sicht und Vermeidung von Multipath gelegt. Letztendlich wurden 14 Messpfähler im Tal und 13 Festpunkte an den Talflanken für das Netz ausgewählt. Die übrigen Punkte waren aus diversen Gründen nicht mehr vorhanden bzw. nicht für hochgenaue GNSS-Beobachtungen geeignet.

Die Netzmessung erfolgte in der Nacht von 31.08. auf den 01.09.2016 bei relativ ruhigem Wetter. Es wurden ausschließlich Zweifrequenz-GPS/Glonass-Empfänger der Fa. Leica Geosystems verwendet. Die Messgeräte wurden zwischen 15 Uhr und spätestens 19 Uhr am ersten Tag aufgestellt und am zweiten Tag ab ca. 7 Uhr abgebaut. Bei den meisten Empfängern war somit die Beobachtungszeit deutlich länger als die geforderten 12 h.

Um eine bestmögliche Anbindung an das europäische Datum ETRS89 zu erreichen, wurde die Netzberechnung ausgehend von der Permanentstation „Münster“ des Austrian Positioning Systems (APOS) des BEV durchgeführt /Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen 2017/, die sich fast in der Mitte des Projektgebiets befindet. Für die Berechnung der Basislinien wurden präzise Ephemeriden vom Typ „Rapid“ des International GNSS Service (IGS)

verwendet. Die Basislinien-Auswertung und die anschließende 3D-Netzausgleichung erfolgten in der Software Infinity von Leica Geosystems. Das Netz umfasste 373 Basislinien mit Längen zwischen 0,8 km und 41 km, bei denen sämtliche Phasenambiguitäten gelöst werden konnten. Die absolute Häufigkeitsverteilung der Residuen aus der Netzausgleichung ist in Abb. 3 dargestellt (3D-Koordinaten in ETRS89). Die Standardabweichungen der Basislinien betragen 3,4 mm in X-, 3,0 mm in Y- und 4,2 mm in Z-Richtung, die maximalen Residuen liegen bei  $\pm 15$  mm in allen Koordinatenrichtungen. Die innere Genauigkeit sämtlicher Netzpunkte liegt im Bereich von 1 mm.

Die Parameter zur Transformation der ausgeglichenen Netzpunkte ins PKS wurden durch Lagerung auf die ursprünglichen 3D-Koordinaten der Netzbestimmung von 1998 bestimmt (geometrischer Ansatz, Helmert-Transformation). Dabei wurden für die unveränderten Messpfähler die in Tab. 2 ersichtlichen Ergebnisse erhalten. Die Koordinaten eines der 14 Messpfähler wurden anhand statistischer Analysen als verändert identifiziert. Diese Ergebnisse zeigen, dass die äußere Genauigkeit der Netzpunkte im Bereich von 0,5 cm liegt. Das Netz besitzt also die geforderte übergeordnete Genauigkeit. Für die ans Präzisionsnivelement angeschlossenen Punkte wurden die Gebrauchshöhen übernommen. Für die im Tal befindlichen Punkte ohne Nivellement-Anschluss wurden die Gebrauchshöhen unter Verwendung der Geoid-Höhendifferenzen aus dem Geoidmodell des BEV ermittelt. Dies betrifft insbesondere die signalisierten Passpunkte für die Orientierung des Bildflugs (siehe Abschnitt 3.2).

### 3.2 Passpunkte, Aerotriangulation und Stereoauswertung

Für die Georeferenzierung des Bildflugs im PKS wurden von den Messpfählern insgesamt 51 Vollpasspunkte und neun Kontrollpunkte mittels kleinräumiger GNSS-Netzverdichtung abgeleitet (Basislinienlängen zwischen 0,5 km und 3 km). Es erfolgte jeweils ein

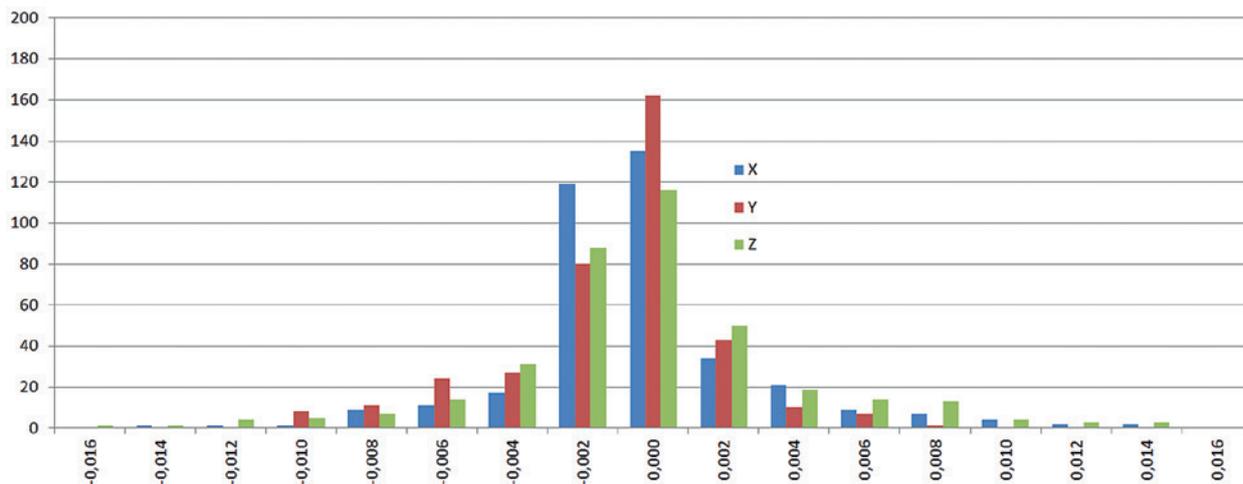


Abb. 3 | Absolute Häufigkeitsverteilung der Basislinienresiduen aus der Netzausgleichung (in Metern)

Werte	Ost	Nord	Höhe
Mittelwert	0,000 m	0,000 m	0,000 m
Streuung	0,003 m	0,005 m	0,006 m
Minimum	-0,004 m	-0,010 m	-0,007 m
Maximum	0,004 m	0,010 m	0,011 m
Wertebereich	0,008 m	0,020 m	0,018 m

Tab. 2 | Residuen der 13 unveränderten Messpfeiler nach der Transformation ins PKS

statischer Anschluss an die zwei bis drei nächstgelegenen Pfeiler mit einer synchronen Beobachtungsdauer von ein bis drei Stunden. Die Passpunkte befanden sich allesamt auf ebenen, versiegelten Flächen, wodurch sie auch als Passflächen zur Lagerung der ALS-Daten verwendet werden konnten. Die Punkte wurden mit ideal skalierten Farbmarkierungen signalisiert und mit Messnägeln vermarktet (Abb. 4). Die äußere Genauigkeit der Pass- und Kontrollpunkte ist besser als 1,0 cm in der Lage und 1,5 cm in der Höhe.

Der photogrammetrische Bildflug wurde am 14.08.2016 bei idealen Sicht- und Wetterbedingungen durchgeführt. Die Befliegung erfolgte mit einer mittleren Geschwindigkeit von 200 km/h und dauerte insgesamt knapp 2 Stunden (ohne An-/Abflug). Die Eckdaten der Befliegung sind in Tab. 3 enthalten.

Da die Aerophotogrammetrie das Herzstück des Messkonzepts bildet, ist die Qualität der Bildorientierungen, die im Rahmen einer Aerotriangulation (AT) bestimmt wurden, von zentraler Bedeutung. Die AT wurde in der Software Match-AT 8.0 von Inpho/Trimble durchgeführt und ist von sehr hoher Qualität, wie aus Tab. 4 hervorgeht. Die Eingangsdaten weisen eine hohe Übereinstimmung auf und es liegen keine nennenswerten systematischen Einflüsse vor. Die A-posteriori-RMS-Werte sind durchwegs um den Faktor zwei bis drei besser als die zugehörigen A-priori-Werte. Der Hauptgrund hierfür ist zum einen die sehr hohe Überbestimmung der Bündelblockausgleichung (55 000 Unbekannten stehen knapp 180 000 Messungen gegenüber) und zum anderen die starke Verknüpfung des Bildblocks, die vor allem aus der relativ hohen Querüberdeckung bei der Befliegung resultiert (erkennbar an der durchschnittlichen Bildanzahl, in denen die Verknüpfungspunkte sichtbar sind).

Die AT-Ergebnisse wurden nach der Ausgleichung an der photogrammetrischen Stereostation verifiziert. Dabei wurden die signalisierten Passpunkte sowie die aus den ALS-Daten abgeleiteten Höhenpasspunkte (siehe Abschnitt 3.4) überprüft. Die Ergebnisse dieser Kontrollen sind in Tab. 5 zusammengefasst und zeigen, dass der Bildflug die vorgegebene Messgenauigkeit erfüllt. Die horizontale Genauigkeit liegt im Bereich der halben Bodenauflösung (1 cm) und die Höhengenaugigkeit ist ebenfalls besser als die Bodenauflösung des Bildflugs (2 cm).

Zudem ist zu erwähnen, dass sich die signalisierten Passpunkte meist an den Rändern des Bildblocks befinden und damit oft



Abb. 4 | Beispiel für einen signalisierten Passpunkt: links: Einmessung, rechts: Luftbild

Parameter	Mittlerer Wert
Bodenauflösung	2 cm
Bildgröße am Boden (quer × längs)	460 m × 295 m
Flughöhe über Grund	430 m
Längsüberlappung (Bilder)	≥ 60 %
Querüberdeckung (Flugstreifen)	≥ 50 %
Flugstreifenanzahl	21
Bildanzahl	1 301

Tab. 3 | Eckdaten des photogrammetrischen Bildflugs

Verknüpfungspunkte		Wert	
Gesamtanzahl		15 565	
Anzahl Punkte pro Bild (durchschnittlich)		65,8	
Anzahl Bilder pro Punkt (durchschnittlich)		5,5	
Statistische Ergebnisse der Bündelblockausgleichung		Wert	Einheit
Standardabweichung $\sigma_0$		0,7	$\mu\text{m}$
RMSE automatische Verknüpfungspunkte ( $x/y$ )		0,5/0,5	$\mu\text{m}$
RMSE manuelle Bildmessungen ( $x/y$ )		1,0/1,0	$\mu\text{m}$
RMSE signalisierte Passpunkte, 51 Stück (Ost/Nord/Höhe)		0,5/0,4/0,5	cm
RMSE Höhenpasspunkte aus ALS, 294 Stück		1,0	cm
RMSE Kontrollpunkte, 9 Stück (Ost, Nord, Höhe)		0,8/0,8/1,0	cm
RMSE GNSS/INS Streifen-Lagerung (Ost/Nord/Höhe)		1,8/2,5/2,9	cm
RMSE GNSS/INS Residuen (Ost/Nord/Höhe)		1,0/1,0/1,3	cm
RMSE GNSS/INS Orientierungswinkel (Omega/Phi/Kappa)		1,0/1,0/4,0	$^\circ/1000$
RMSE finale Bildpositionen (Ost/Nord/Höhe)		0,6/0,6/0,3	cm
RMSE finale Orientierungswinkel (Omega/Phi/Kappa)		0,5/0,5/0,3	$^\circ/1000$

Tab. 4 | Wichtigste numerische Ergebnisse der Aerotriangulation (innere Genauigkeit)

Statistische Ergebnisse	Anzahl	Mittelwert d. Abw.	RMSE	Einheit
Signalisierte Passpunkte (Ost/Nord)	51	-0,1/-0,5	1,3/1,1	cm
Höhenpasspunkte aus ALS (Ost/Nord)	73	+0,1/ $\pm$ 0,0	0,7/0,9	cm
Kontrollpunkte (Ost/Nord)	9	-1,0/+0,2	0,8/1,2	cm
Signalisierte Passpunkte (Höhe)	46	+0,9	1,6	cm
Höhenpasspunkte aus ALS (Höhe)	65	-0,5	1,4	cm
Kontrollpunkte (Höhe)	9	+0,6	2,2	cm

Tab. 5 | Ergebnisse der stereoskopischen Kontrollmessungen

weit außerhalb der eigentlichen Aufnahmebereiche liegen (siehe Beispiel in *Abb. 5*). Typischerweise nimmt die Genauigkeit einer AT zum Blockrand hin ab und zur Blockmitte hin zu. Daher kann davon ausgegangen werden, dass die geometrischen Verhältnisse innerhalb der Aufnahmebereiche zumindest nicht schlechter sind als im Bereich der Passpunkte. Dies zeigt auch die stereoskopische Messung der aus dem ALS abgeleiteten Höhenpasspunkte. Die Höhengenaugigkeit ist hier nochmals geringfügig besser

dargestellt. Für den Bereich des Stanser Tunnels (ca. 600 m Länge) wurde das Messsystem noch durch eine Anordnung von sechs LED-Scheinwerfern ergänzt, um die sehr geringe Beleuchtung innerhalb des Tunnels auszugleichen und die Erkennbarkeit der zu erfassenden Objekte sicherstellen zu können.

Die Panoramabilder decken jeweils etwa drei Viertel einer Kugeloberfläche ab. Dies wird durch fünf horizontal angeordnete Teilkameras und eine senkrecht nach oben blickende Kamera erreicht,

als bei den signalisierten Passpunkten, da sich diese Punkte meist im bzw. nahe des Aufnahmebereichs „rot“ befinden. Die Angaben zur Lagegenauigkeit sind bei diesen Punkten zwar nur ein Maß für die innere Genauigkeit (da keine genaue Lageinformation aus dem ALS gewonnen werden kann), belegen jedoch ebenfalls die sehr hohe Übereinstimmung der stereoskopischen Auswertung mit den Ergebnissen der AT (vgl. *Tab. 5*).

### 3.3 Mobile Mapping

Die MM-Aufnahme erfolgte auf beiden Gleisen der BS und wurde gemeinsam mit unserem Schweizer Partner Easy2Map durchgeführt. Für einen möglichst einfachen und reibungslosen Ablauf der Schienenbefahrung wurde das in sich stabil konfigurierte und kalibrierte Messsystem auf dem Dach eines Kleintransporters installiert. Dieser wurde auf einen Niederflurwagon gefahren, der wiederum von einer Speziallokomotive der ÖBB gezogen wurde (*Abb. 6*). Auf diese Weise konnte der Aufwand für die Vorbereitung der Befahrung sehr gering gehalten werden.

Die Messfahrt konnte am 23.10.2016 (Sonntag) bei idealen Wetterbedingungen und sehr geringem Verkehrsaufkommen abgewickelt werden (Gesamtdauer inkl. Rangieren und fahrplanbedingter Pausen ca. 4,5 h). Die mittlere Fahrgeschwindigkeit betrug 50 km/h bis 60 km/h. Die Panoramabilder (30 Megapixel) wurden im Längsabstand von ca. 4 m aufgenommen. Ein (verkleinertes) Beispielbild ist in *Abb. 7*

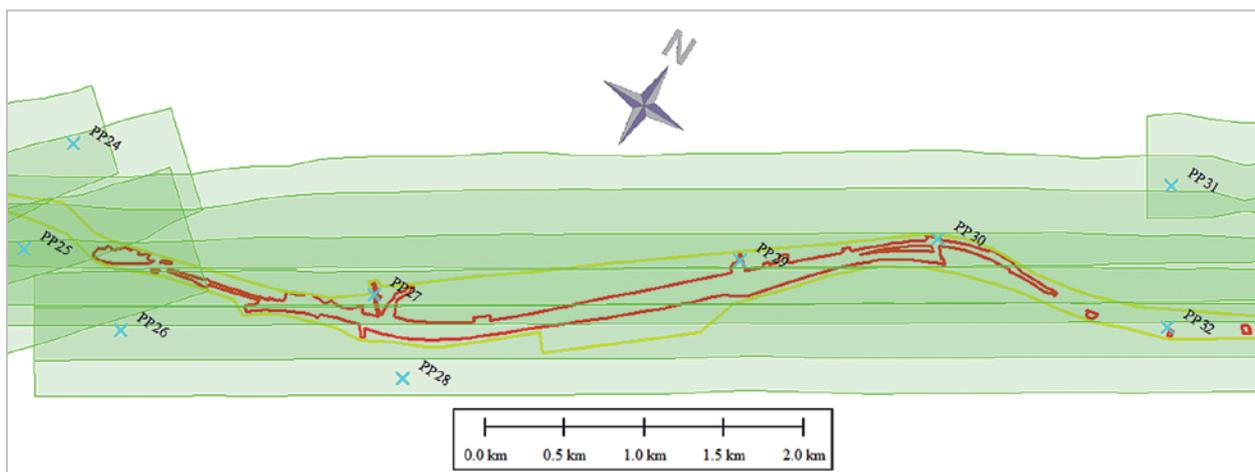


Abb. 5 | Detailausschnitt mit Streifenabdeckung des Bildflugs (grün), Aufnahmebereichen „rot“ und „gelb“ sowie signalisierten Passpunkten



Abb. 6 | Messfahrzeug auf Flachwagen (links), Speziallokomotive Robel (rechts)



Abb. 7 | Beispielhaftes Panoramabild (stark verkleinert) von der östlichen Einfahrt des Stanser Tunnels mit Detail

deren Bilder sich jeweils geringfügig überlappen (Abb. 8). Die Teilkameras haben eine Brennweite von 4,4 mm und eine physikalische Pixelgröße von 3,45 µm. Die Projektionszentren der Einzelkameras liegen nicht exakt in einem Punkt, sondern sind jeweils zueinander

versetzt /Flir 2017/. Aus den sechs Einzelbildern wird das Panoramabild rechnerisch zusammengesetzt („Stitching“). Geometrisch exakt ist das Stitching nur bei Detailkenntnis der Tiefenverhältnisse im Objektraum. Da diese Information meist nicht zur Verfügung steht, kann ein approximatives Verfahren verwendet werden. Dabei wird angenommen, dass sich sämtliche Objekte auf einer Kugeloberfläche mit einem vom Benutzer wählbaren Radius befinden (konstante Tiefe des Objektraums).



Abb. 8 | Sensorkopf der Ladybug-5-Panoramakamera (entnommen aus /Flir 2017/)

Da dies in der Realität natürlich nicht der Fall ist, kommt es bei der Zusammensetzung des Panoramabilds unweigerlich zu geometrischen Bildfehlern. Diese hängen einerseits vom gewählten Kugelradius und andererseits von der tatsächlichen Tiefenstruktur des Objektraums ab. Im vorliegenden Fall beträgt die typische Zielpunktentfernung zwischen 5 m und 15 m vom Sensorsystem. Um die Abbildungsfehler in einem akzeptablen Niveau zu halten, wurde ein Kugelradius von 10 m für die Bildung der Panoramabilder verwendet. Die dabei entstehenden Restfehler sind kleiner als 2 cm innerhalb des gewählten Tiefenbereichs.

Die Georeferenzierung der Panoramabilder umfasste die folgenden Schritte:

1. Berechnung der direkten Georeferenzierung (GNSS/INS) für die äußeren Bildorientierungen. Auf diese Weise kann je nach GNSS-

Empfang eine absolute Lage- und Höhengenaugigkeit von etwa 2 cm bis 5 cm erreicht werden.

2. Messung von Passpunkten in den Bildern zur endgültigen Festlegung der Bildpositionen. Diese Passpunkte wurden aufgrund der Unzugänglichkeit des Aufnahmegebiets anhand des Bildflugs ermittelt. Bei der Auswahl der Punkte wurde besonderes Augenmerk darauf gelegt, dass sie sowohl aus der Luft als auch aus der terrestrischen Perspektive des MM eindeutig identifiziert und gemessen werden konnten. Die Punkte wurden in einem Längsabstand von 100 m bis 200 m entlang der Fahrtstrecke festgelegt. Durch die Ableitung der Passpunkte aus den Luftbildern sollte erreicht werden, dass die MM-Auswertungen bestmöglich zu den Ergebnissen der Luftbilddauswertung passen.
3. Iterative Anpassung der GNSS/INS-Trajektorie an die Passpunkte.

Die Schritte 2 und 3 wurden in der Software „Mobile Mapping Content Manager“ von Orbit GT durchgeführt. Der Nachteil dieses Verfahrens ist, dass die MM-Trajektorie auf die Passpunkte „gezwungen“ wird. Es findet also keine ausgleichende Lagerung statt, die auch die Unsicherheiten der Passpunkte berücksichtigt. Damit können Fehler bei der Bestimmung der Passpunkte bzw. bei deren Messung in den MM-Bildern zu einem systematischen Versatz im Umfeld des Passpunkts führen, dessen Wirkungsbereich vom Längsabstand der Passpunkte abhängig ist.

Wie sich im Rahmen der Kontrolle der Mastbolzen zeigte, ist die Lagerung der MM-Daten im Großteil der Strecke sehr gut. Es gibt jedoch auch einige wenige Bereiche mit systematischen Abweichungen (vgl. Abschnitt 3.5).

Die Zusammenführung der MM- und Bildflug-Daten erfolgte an der Stereostation. Im Fall von Widersprüchen zwischen MM und Luftbilddauswertung wurde aufgrund von Genauigkeitsüberlegungen immer dem Bildflug der Vorzug gegeben, d. h. die im MM identifizierten Objekte wurden dann – bei ausreichender Sichtbarkeit – anhand der Luftbilder korrigiert.

### 3.4 Airborne Laserscanning

Die ALS-Aufnahme wurde von unserem Subunternehmer AeroMap mit einem Ultraleicht-Flugzeug vom Typ Flight Design CTSW am 08.08.2016 bei optimalen Wetterbedingungen durchgeführt. Es wurden jeweils mindestens zwei parallele Flugstreifen mit einer Querüberdeckung von 70 % geflogen, die leicht links bzw. rechts der Mittelachse des Interessengebiets liegen. Dadurch wurde im Aufnahmebereich „rot“ eine optimale geometrische Messkonfiguration erreicht, die zudem Abschattungen durch bauliche Objekte, wie Lärmschutzwände, minimiert. Die Befliegung erfolgte in einer mittleren Flughöhe von 200 m über Grund und mit einer Geschwindigkeit von 115 km/h. Aufgrund der geringen Flughöhe und der topographischen Gegebenheiten im Unterinntal wurde der Flugzeitpunkt auf eine möglichst optimale GNSS-Geometrie ausgerichtet.

Als Pulse Repetition Rate (PRR) wurde der Maximalwert des eingesetzten Scanners (Riegl VQ580) von 380 kHz verwendet, die effektive Pulsrate beträgt 190 kHz. Als Scanrate wurden 170 Zeilen pro Sekunde festgelegt. Durch die Kombination aus Geschwindigkeit, Flughöhe, Pulsrate und Scanrate wird eine sehr homogene

Punktdichte längs und quer zur Flugrichtung erzielt. Die mittlere Punktdichte beträgt 25 Lasermesswerte pro  $m^2$  im Einzelstreifen (last echo), die typische Gesamtpunktdichte liegt aufgrund der hohen Querüberlappung bei 100 Pkt./ $m^2$  und mehr. Der Scanner hat eine Strahldivergenz von 0,2 mrad, d. h. bei 200 m Flughöhe ergibt sich ein Spotdurchmesser am Boden von 4 cm. Damit konnte trotz der Befliegung im Hochsommer meist eine gute Durchdringung der Vegetation erreicht werden.

Ein besonderer Vorzug des eingesetzten Messsystems stellt die kardanische Stabilisierung dar, wodurch die große Homogenität der Punktdichte auch in gekrümmten Abschnitten des Flugpfads erhalten bleibt. Damit konnte die Befliegung dem tatsächlichen Verlauf der Bahntrasse sehr eng folgen und daher auch sehr ökonomisch abgewickelt werden.

Die Georeferenzierung der ALS-Punktewolken umfasste folgende Schritte:

1. Direkte Georeferenzierung mittels GNSS/INS.
2. Festlegung von Verknüpfungsflächen in den Überlappungsbereichen der Streifen und Minimierung der Streifendifferenzen durch Ausgleichung nach kleinsten Quadraten.
3. Extraktion von rund 750 Passflächen aus einem bestehenden ALS-Datensatz des Aufnahmegebiets vom Herbst 2012 (Laserscanning Tirol, Dauersiedlungsraum, 8 Pkt./ $m^2$  im Einzelstreifen): Dieses Projekt wurde unter Federführung der AVT im Auftrag der Tiroler Landesregierung durchgeführt und weist in den Tallagen eine anhand von Kontrollmessungen nachgewiesene absolute Höhengenaugigkeit im Bereich von 5 cm im Bezugssystem ETRS89 auf.
4. Ausgleichende Lagerung der neuen ALS-Daten auf die Passflächen: Aufgrund der sehr großen Überbestimmung durch die umfangreiche Passflächenkonfiguration konnte bei der Lagerung eine Höhengenaugigkeit von 2,4 cm (einfache Standardabweichung) erreicht werden.
5. Anpassung der Lagerung an die signalisierten Passpunkte: Hierbei ergab sich eine geringfügige Verkippung der ALS-Daten von ca. 1 ppm bzw. 4 cm über die gesamte West-Ost-Erstreckung des Aufnahmegebiets.

Nach Abschluss der ALS-Georeferenzierung wurden in der AT des Bildflugs knapp 300 gleichmäßig verteilte, eindeutig identifizierbare und abschattungsfreie Bodenpunkte mit hinreichend ebener Umgebung gemessen. Für diese Punkte wurden repräsentative Höhen durch lokale Mittelwertbildung aus den ALS-Daten extrahiert und diese wiederum als Höhenpasspunkte mit einer A-priori-Standardabweichung von 2,5 cm in die AT eingeführt. Als A-posteriori-Wert wurde ein RMSE von 1 cm erhalten, was wiederum für die sehr hohe Konsistenz des gesamten Datensatzes spricht. Die Verteilung der Residuen lässt keine nennenswerten systematischen Einflüsse erkennen (siehe *Abb. 9*).

Die Klassifizierung der ALS-Punktewolke wurde zunächst anhand selbst entwickelter Makros automatisch vorgenommen. Dieses Zwischenergebnis wurde durch erfahrene Operateure flächendeckend gesichtet und bei Bedarf überarbeitet. In Bereichen mit sehr dichter Vegetation wurden vereinzelt lokale Ausschnitte aus dem bestehenden DGM des Lands Tirol eingebunden. Aus den vollständig klassifizierten Punktewolken wurden die Rastermodelle (DGM und DOM) abgeleitet.

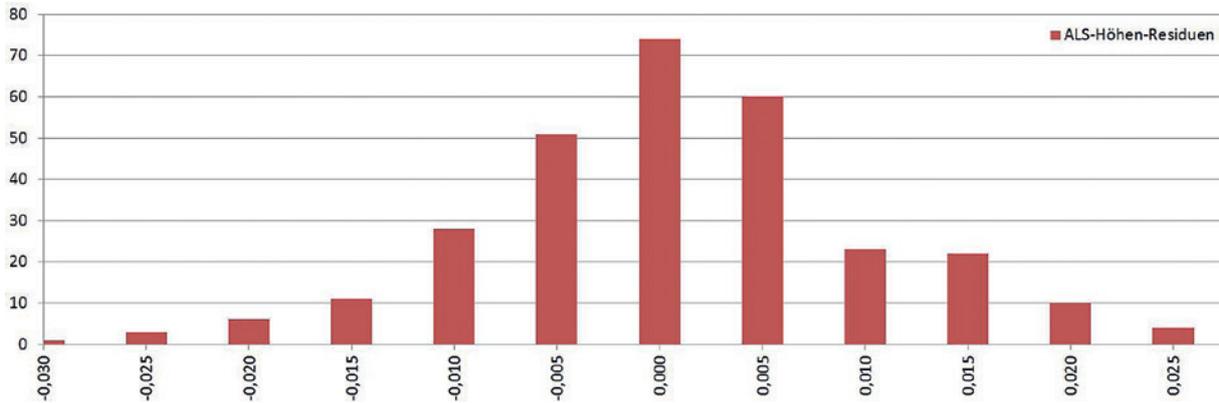


Abb. 9 | Absolute Häufigkeit der Residuen der ALS-Höhenpasspunkte im Rahmen der AT des Bildflugs (in Metern)

### 3.5 Kontrolle der Mastbolzen

Die Koordinaten der Mastbolzen wurden aus der vom Auftraggeber zur Verfügung gestellten Gleisdatenbank für die BS und für die NBS übernommen, wobei nur jene Bolzen berücksichtigt wurden, die im PKS gegeben waren. Aufgrund der erschwerten Zugänglichkeit der meisten Mastbolzen wurden diese bei der Netzmessung nicht berücksichtigt. Daher stellt die photogrammetrische Überprüfung der Mastbolzen eine durchgreifende Qualitätskontrolle des gesamten Messkonzepts dar.

Werte	Ost	Nord	Höhe
Mittelwert	0,001 m	0,001 m	0,012 m
Streuung	0,026 m	0,029 m	0,022 m
Minimum	-0,082 m	-0,087 m	-0,048 m
Maximum	0,089 m	0,076 m	0,077 m
Wertebereich	0,171 m	0,164 m	0,126 m

Tab. 6 | Statistische Eigenschaften der Koordinatendifferenzen (Soll minus Ist) an den mittels MM kontrollierten Mastbolzen, die im PKS gegeben waren

Zunächst erfolgte die Kontrolle der Mastbolzen anhand der MM-Daten, da die Bolzen hier aufgrund der Perspektive und Auflösung der Bilder leichter zu erkennen sind. Es wurden insgesamt mehr als 430 Bolzen gemessen. Die statistischen Eigenschaften dieser Messungen sind in Tab. 6 angeführt. Abb. 10 zeigt die Differenzen zwischen den Soll- und Ist-Koordinaten von West nach Ost, und in Abb. 11 sind Histogramme der Koordinatendifferenzen dargestellt.

Diese Analysen zeigen, dass die Gesamtgenauigkeit beim MM – gemessen an den Mittelwerten und Standardabweichungen der Koordinaten der Mastbolzen – die Genauigkeitsvorgabe für den Aufnahmebereich „rot“ verletzt, wobei die Standardabweichungen der Lagekoordinaten sogar geringfügig schlechter sind als die Standardabweichung der Höhe. Letztere zeigt einen leicht positiven Versatz, was bedeutet, dass die MM-Messungen im Schnitt um etwa 1 cm zu hoch liegen. Zudem wurde festgestellt, dass es mehrere Bereiche mit einem systematischen Verlauf der Abweichungen entlang der Strecke gibt. Mögliche Ursachen für diese Systematiken sind:

- Fehler in der Georeferenzierung der MM-Daten, z.B. aufgrund fehlerhafter Passpunkt-Messung oder Verwechslung.
- Nichteinhaltung des Messbereichs zwischen 5 m und 15 m Objektiefe (geometrische Bildfehler im Panoramabild wachsen in einem solchen Fall rasch an). Hierbei ist zu beachten, dass ins-

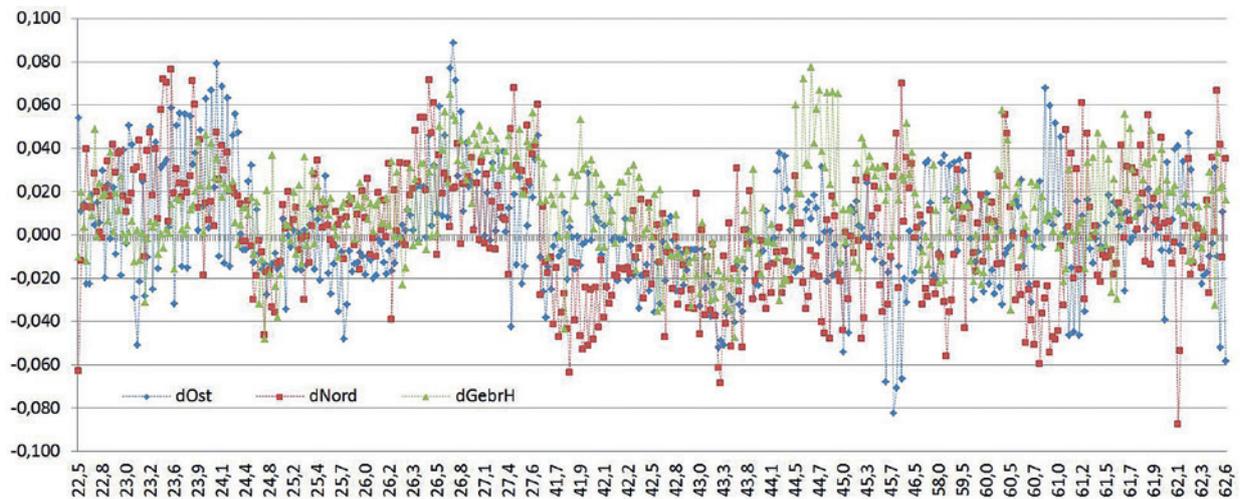


Abb. 10 | Koordinatendifferenzen (Soll minus Ist) an den mittels MM kontrollierten Mastbolzen (in Metern)

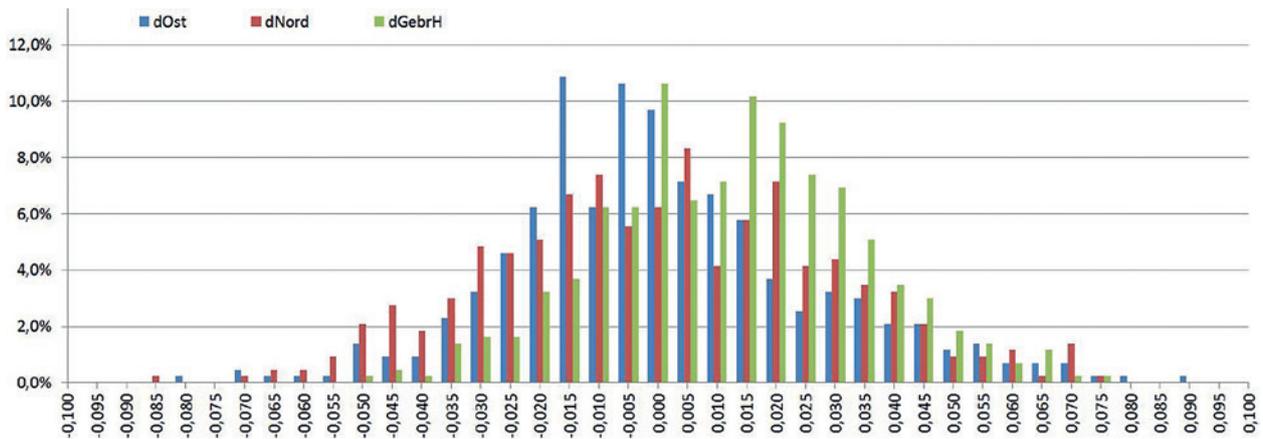


Abb. 11 | Relatives Häufigkeitsdiagramm der Koordinatendifferenzen (Soll minus Ist) an den mittels MM kontrollierten Mastbolzen (in Metern)

besondere bei der Messung der Mastbolzen der Messbereich aufgrund der Nähe der Masten zum Gleis oftmals nicht eingehalten werden konnte.

- Ungünstige Schnittwinkel zwischen den beiden Richtungsvektoren des räumlichen Vorwärtsschnitts (es wurde stets versucht, den Idealwert von  $90^\circ$  in der Horizontalebene möglichst gut zu erreichen).
- Fehler in den gegebenen Koordinaten der Mastbolzen.

Grundsätzlich ist die Bildauflösung beim MM meist deutlich höher als die erzielbare Genauigkeit. Dies steht im Gegensatz zur Aerophotogrammetrie, wo die Genauigkeit oft sogar besser ist als die Bildauflösung (erfahrene Operateure können geometrisch eindeutig

definierte Objekte mit Subpixel-Genauigkeit identifizieren und messen). Dies bedeutet auch ein Umdenken für das Auswertepersonal.

Nachdem festgestellt worden war, dass es in den MM-Daten Bereiche mit systematischen Abweichungen an den Mastbolzen gibt, wurden eingehende Analysen vorgenommen, um die Ursachen zu identifizieren und um sicherzustellen, dass die Endprodukte des Projekts frei von systematischen Fehlern sind. Dabei wurden u. a. folgende Maßnahmen gesetzt:

1. Vergleich der MM-Daten zwischen den **Fahrten auf den beiden Gleisen** der BS: Diese Kontrollen ergaben, dass es in manchen Bereichen lokale Widersprüche von bis zu 10 cm an den Mastbolzen gibt. Der Hauptgrund hierfür ist, dass aufgrund unter-



Abb. 12 | Beispiele für die Sichtbarkeit von zwei Mastbolzen in den Luftbildern; weißer Punkt = Sollposition aus der Gleisdatenbank (die gelb-schwarze Messmarke wurde zur Seite geschoben, um den Messpunkt nicht zu verdecken)

schiedlicher Sichtbarkeit nicht immer dieselben Passpunkte für die beiden Gleise verwendet werden konnten. Da die Trajektorie beim angewendeten Verfahren auf die Passpunkte gezwungen wird (keine ausgleichende Lagerung, vgl. Abschnitt 3.3), sind gewisse Unterschiede unvermeidlich. Die größten Widersprüche traten erwartungsgemäß an jenen Stellen auf, wo die Mastbolzen entweder bei einer Messfahrt oder bei beiden Messfahrten außerhalb des idealen Messbereichs für die Panoramabilder liegen.

**2. Kontrolle der Mastbolzen** mit systematischen Abweichungen **anhand der Luftbilder:** Im Zuge der Qualitätskontrollen stellte sich heraus, dass die meisten Mastbolzen entgegen der ersten Annahme im Bildflug sehr gut identifiziert werden können (Abb. 12). Hauptgrund dafür ist, dass der Bildflug meist zwei oder mehr parallele Flugstreifen umfasst, die seitlich zur Gleisachse versetzt geflogen wurden. Dadurch „kippen“ die Masten je nach Bildposition mehr oder weniger deutlich zur Seite. Insgesamt wurden mehr als 160 Mastbolzen entlang der gesamten Strecke kontrolliert, wobei nur bei etwa 10 % der Bolzen eine Gesamtabweichung von mehr als ein Pixel des Bildflugs verzeichnet wurde. Die meisten dieser Abweichungen treten vereinzelt auf; nur in zwei kleinräumigen Bereichen zeigen mehrere benachbarte Mastbolzen messbare Abweichungen im Bildflug. Insgesamt ergaben diese Kontrollen jedoch zweifelsfrei, dass die beim MM beobachteten systematischen Effekte in der Regel nicht an der Gleisdatenbank liegen, sondern an der Georeferenzierung der MM-Daten.

#### 4 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Wie anhand der stereoskopischen Überprüfung der Mastbolzen festgestellt werden konnte, sind die Angaben der Gleisdatenbank von sehr guter Qualität. Die Höhe der Mastbolzen lässt sich zwar im Bildflug nicht immer sicher messen, erscheint jedoch durchwegs plausibel (zudem war die Unsicherheit der Höhen in den MM-Daten am geringsten). Die Lage stimmt bei nahezu allen kontrollierten Mastbolzen im Rahmen der Auswertegenauigkeit des Bildflugs (besser als 2 cm) mit den Angaben der Gleisdatenbank überein.

Hinsichtlich des Messkonzepts liegt damit die Bestätigung vor, dass die Auswertegenauigkeit des Bildflugs den Anforderungen der Ausschreibung entspricht. Beim MM ist dies nicht durchgehend der Fall. Eine Verbesserung der Georeferenzierung der MM-Daten wäre zwar möglich, da es jedoch keinen Einfluss auf die Endprodukte gibt und die sensorspezifischen Einflüsse (Messbereich) auf diese Weise nicht korrigierbar sind, wurde auf diesen Schritt verzichtet.

Bei künftigen Projekten muss sichergestellt werden, dass die für das MM zu verwendenden Passpunkte mit übergeordneter Genauigkeit bestimmt sind und jedenfalls eindeutig identifiziert werden können, da jede Unsicherheit zu systematischen Abweichungen im „Wirkungsbereich“ eines Passpunkts führt. Ideal wäre es, ausgesuchte Mastbolzen mit Reflektoren zu bestücken und vorab terrestrisch einzumessen (sofern dies logistisch möglich ist). Eine Verbesserung ergibt sich auch dann, wenn die Passpunkte zunächst im MM identifiziert und dokumentiert und erst danach terrestrisch oder photogrammetrisch bestimmt werden. Bei hohen Genauigkeitsanforderungen für die Endprodukte sollten beim MM keine Panoramakopf-Kameras, sondern Stereokameras mit fester

Basis verwendet werden, um die durch das Stitching verursachten Fehler gänzlich zu vermeiden.

#### DANKSAGUNG

Wir bedanken uns bei der ÖBB Infrastruktur AG für den sehr interessanten Auftrag und die angenehme Zusammenarbeit, insbesondere bei Herrn Dipl.-Ing. Christian Ager, Herrn Dipl.-Ing. Winfrid Berger und dem ASC Wörgl. Weiters bedanken wir uns bei unseren Projektpartnern Dr. Philipp Schaer (Easy2map SA, Schweiz) und Dipl.-Ing. Roland Wack (AeroMap GmbH, Österreich).

#### LITERATUR

Artl, G.; Gürtlich, G.; Zenz, H. (2012): Vergangenheit, Gegenwart, Zukunft – 175 Jahre Eisenbahn in Österreich. Fassbänder, Wien.

Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen (2006): Koordinatensysteme. <http://www.bev.gv.at/> (25.09.2017).

Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen (2017): APOS – Austrian Positioning Service. [http://www.bev.gv.at/portal/page?\\_pageid=713,1571538&dad=portal&\\_schema=PORTAL](http://www.bev.gv.at/portal/page?_pageid=713,1571538&dad=portal&_schema=PORTAL) (25.09.2017).

Flir (2017): Ladybug 5 Specifications. <https://www.ptgrey.com/support/downloads/10150> (25.09.2017).

Legat, K. (2017): Technische Schlussvermessung Unterinntaltrasse – Messkonzept und Ergebnisse. In: Lienhart, W. (Hrsg.): Ingenieurvermessung 17. Wichmann, Berlin/Offenbach, 19–34.

ÖBB Infrastruktur Bau (2007): Die neue Unterinntaltrasse – Eisenbahntechnik auf höchstem Niveau. [http://www.beg.co.at/fileadmin/downloads/Beg\\_AMA.pdf](http://www.beg.co.at/fileadmin/downloads/Beg_AMA.pdf) (25.09.2017).

ÖBB Infrastruktur Bau (2016): Bestandsvermessung nach Bau, Unterinntaltrasse. Unterlagen zur Ausschreibung.

Vexcel Imaging (2016): UltraCam Eagle Mark 2. [http://www.vexcel-imaging.com/wp-content/uploads/2016/09/Brochure\\_EagleM2.pdf](http://www.vexcel-imaging.com/wp-content/uploads/2016/09/Brochure_EagleM2.pdf) (25.09.2017).

Wikipedia (2017): Neue Unterinntaltrasse. [https://de.wikipedia.org/wiki/Neue\\_Unterinntaltrasse](https://de.wikipedia.org/wiki/Neue_Unterinntaltrasse) (25.09.2017).

Dr. Klaus Legat

VERMESSUNG AVT-ZT-GMBH

Eichenweg 42 | A-6460 Imst  
k.legat@avt.at

