

Österreichische  
Zeitschrift für

**ÖZ**

68. Jahrgang  
1980/Heft 1

# Vermessungswesen und Photogrammetrie

---

## INHALT:

	Seite
Jing-Yung Chen: A New Determination of the Height of the World's Highest Peak .....	1
Wilhelm Embacher: Die Bestimmung der orthometrischen Korrektion des geometrischen Nivellements aus Lotabweichungen und aus dem Störpotential T .....	20
Gerhard Lubowski/Peter Waldhäusl: Ballonphotogrammetrie .....	30
Mitteilungen, Tagungsberichte .....	40
Aus der Rechtsprechung .....	46
Personalmeldungen .....	48
Veranstaltungskalender und Vereinsmitteilungen .....	52
Buchbesprechung .....	56
Adressen der Autoren der Hauptartikel .....	56
Contents .....	56

---

Herausgegeben vom

**ÖSTERREICHISCHEN VEREIN FÜR VERMESSUNGSWESEN  
UND PHOTOGRAMMETRIE**

Wien 1980

---

Eigentümer, Herausgeber und Verleger: Österreichischer Verein für Vermessungswesen und Photogrammetrie,  
Friedrich Schmidt-Platz 3, A-1082 Wien. – Verantwortlicher Schriftleiter: Oberrat Dipl.-Ing. Dr. techn. Josef  
Zeger, Friedrich Schmidt-Platz 3, A-1082 Wien.

Druck: Typostudio Wien, Schleiergasse 17/22, A-1100 Wien.

Gefördert durch das Bundesministerium für Wissenschaft und Forschung in Wien.

# Österreichische Zeitschrift für Vermessungswesen und Photogrammetrie

**Schriftleiter:** *Oberrat Dipl.-Ing. Dr. techn. Josef Zeger*, Friedrich Schmidt-Platz 3, A-1082 Wien

**Stellvertreter:** *Rat Dipl.-Ing. Erhard Erker*, Friedrich Schmidt-Platz 3, A-1082 Wien

## Redaktionsbeirat:

*W. Hofrat i. R. Dipl.-Ing. Kurt Bürger*, Weintraubengasse 24/67, A-1020 Wien

*Obersenatsrat i. R. Dipl.-Ing. Robert Kling*, Gußhausstraße 26/10, A-1040 Wien

*Baurat h. c. Dipl.-Ing. Dr. techn. Erich Meixner*, Fichtegasse 2a, A-1010 Wien

*a. o. Univ.-Prof. w. Hofrat i. R. Dipl.-Ing. Dr. techn. Josef Mitter*, Technische Universität Wien,  
Gußhausstraße 27–29, A-1040 Wien

*o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Helmut Moritz*, Technische Universität Graz, Rechbauerstraße  
Nr. 12, A-8010 Graz

*Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Palfinger*, Jasomirgottgasse 12, A-2340 Mödling

*o. Univ.-Prof. Dr. phil. Wolfgang Pillewizer*, Technische Universität Wien, Karlsgasse 11, A-1040  
Wien

*W. Hofrat i. R. Dipl.-Ing. Dr. techn. Walter Polland*, Wörndlestraße 8, A-6020 Innsbruck

*o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Hans Schmid*, Technische Universität Wien, Gußhausstr. 27–29,  
A-1040 Wien

Es wird ersucht, Manuskripte für Hauptartikel, Beiträge und Mitteilungen, deren Veröffentlichung in der Zeitschrift gewünscht wird, an den Schriftleiter zu übersenden. Den Manuskripten für Hauptartikel ist eine kurze Zusammenfassung in englisch beizufügen.

Für den Anzeigenteil bestimmte Zuschriften sind an *Oberrat Dipl.-Ing. Friedrich Blaschitz*, Friedrich Schmidt-Platz 3, A-1082 Wien, zu senden.

Namentlich gezeichnete Beiträge stellen die Ansicht des Verfassers dar und müssen sich nicht unbedingt mit der Ansicht des Vereines und der Schriftleitung der Zeitschrift decken.

Die Zeitschrift erscheint viermal pro Jahrgang in zwangloser Folge.

**Auflage:** 1200 Stück

## Bezugsbedingungen: pro Jahrgang

Mitgliedsbeitrag für den Österr. Verein für Vermessungswesen und Photogrammetrie S 250,—,  
Postscheckkonto Nr. 1190.933

Abonnementgebühr für das Inland ..... S 270,—

Abonnementgebühr für das Ausland ..... S 350,—

Einzelheft: S 70,— Inland bzw. S 90,— Ausland

Alle Preise enthalten die Versandkosten, die für das Inland auch 8% MWSt.

Anzeigenpreis pro 1/4 Seite 126 × 200 mm S 2860,— einschl. Anzeigensteuer

Anzeigenpreis pro 1/2 Seite 126 × 100 mm S 1716,— einschl. Anzeigensteuer

Anzeigenpreis pro 1/4 Seite 126 × 50 mm S 968,— einschl. Anzeigensteuer

Anzeigenpreis pro 1/8 Seite 126 × 25 mm S 770,— einschl. Anzeigensteuer

Prospektbeilagen bis 4 Seiten ..... S 1716,— einschl. Anzeigensteuer  
zusätzlich 18% MWSt.

Postscheckkonto Nr. 1190.933

Telephon: (0222) 42 71 45 oder 42 92 83

Zur Beachtung: Die Jahresabonnements gelten, wie im Pressewesen allgemein üblich, automatisch um ein Jahr verlängert, sofern nicht bis zum 31. 12. des laufenden Jahres die Kündigung erfolgt.

**Elektrooptisches  
Distanzmessgerät**

# DM502

**mit allen Vorzügen  
seines Vor-  
gängers DM 501  
und folgenden  
neuen Merkmalen:**



**Verbesserte  
Ablesung:  
Flüssigkristall-  
Anzeige (LCD)**

**Grössere Reich-  
weite:  
> 1200 m  
mit 1 Reflektor;  
2000 m  
mit  
3 Reflektoren**

**Kürzere  
Messdauer:  
2 - 8 Sekunden**

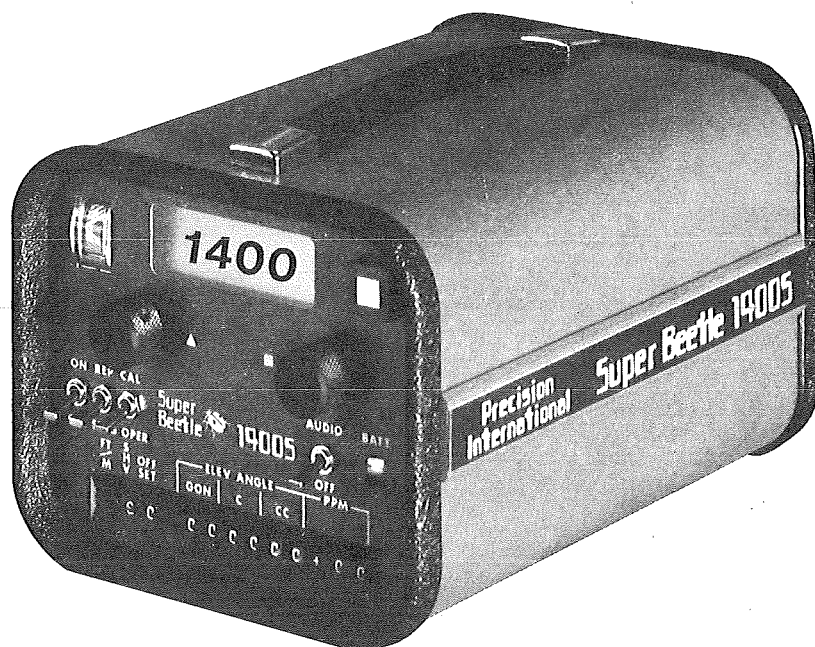
**Längere Messzeit  
pro Batterie-  
ladung:  
10 Stunden**



**Artaker** Dr. Wilhelm

1052 Wien, Kettenbrückeng. 16  
Telefon: (0222) 57 76 15-0  
Fernschreiber 01-12322 art-wi

# Neu aus Amerika: die Super Beetles



Felderprobt und preiswert hat der neue Super Beetle von Precision International Inc. viel zu bieten. Für jede Aufgabe findet der Vermessungstechniker das richtige Modell. Die Modelle SB 1400 und SB 2000 zeigen nur Schrägdistanz an, die S-Modelle hingegen erlauben die Ablesung von Schräg-, Horizontal- und Höhenunterschieden. Die Reichweite von 1400 bzw. 2000 m (je nach Modell) deckt praktisch alle im Felde benötigten Distanzen. Super Beetles können entweder auf dem Fernrohr oder auf den Stützen eines Theodolits aufgesetzt werden. Die kontrastreiche, großziffrige LCD-Anzeige erlaubt fehlerfreies Ablesen sogar bei hellstem Sonnenschein. Die akustische Suchanzeige hilft beim raschen Auffinden und Anzielen des Reflektors. Die Geräte sind robust konstruiert, zuverlässig und wirtschaftlich. Die Eingliederung der Beetles in den weltweiten WILD-Service und die Möglichkeit der Inanspruchnahme unserer Elektronik-Abteilung macht auch für Sie den Einsatz der Beetles interessant.

Informieren Sie sich bei der  
Alleinvertretung für Österreich:

**r-a rost**

A-1151 WIEN · MÄRZSTR. 7 · TELEX: 1-33731 · TEL. 0222/92 32 31-0

# A New Determination of the Height of the World's Highest Peak

Von *Jing-Yung Chen*<sup>1)</sup>, *Dan-Sun Gun*, Peking, China

## Vorbemerkung

Die VR China hat 1975 eine wissenschaftliche Expedition auf den höchsten Berg der Welt durchgeführt, bei welcher erstmals auch geodätische Ziele verfolgt wurden. Um die genaue Höhe des Quomolangma Feng genannten Mount Everest zu bestimmen, wurden auf diesem ein 3,5 m hohes, trigonometrisches Signal errichtet und von umliegenden, etwa 6.000 m hohen Stationen trigonometrische Messungen ausgeführt. Die Höhen und Positionen dieser Stationen wurden durch Nivellements, Schwermessungen und trigonometrische Messungen ermittelt und an das geodätische Grundsystem der VR China angeschlossen.

An der Ausarbeitung dieser außerordentlichen geodätischen und bergsteigerischen Leistung hat Herr *Jing-Yung Chen*, wissenschaftlicher Mitarbeiter des Forschungsinstitutes für Geodäsie und Photogrammetrie des chinesischen Nationalbüros für Geodäsie und Kartographie in Peking und der Verfasser des folgenden Beitrags, maßgebend mitgearbeitet.

Herr Jing-Yung Chen hat sein Studium 1960 in Wuhan abgeschlossen, war bis 1974 Forschungsassistent und Lehrer in der Abteilung für Astronomische Geodäsie und ist seit dieser Zeit wissenschaftlicher Mitarbeiter im Forschungsinstitut für Geodäsie und Photogrammetrie in Peking. Herr J.-Y. Chen beschäftigt sich mit wissenschaftlichen Problemen der Vermessungsgrundlagen in der VR China und hat dazu eine Reihe von Beiträgen publiziert. Seit Beginn 1979 absolviert er an der TU in Graz einen zweijährigen Studienaufenthalt mit dem Ziel, westliche geodätische Verfahren näher kennenzulernen und Vorschläge für eine Verbesserung der chinesischen Vermessungsgrundlagen zu erarbeiten. Der Aufenthalt von J.-Y. Chen in Graz ist ein erster Schritt zu einer vom Unterzeichneten durch Besuche in der VR China angestrebten wissenschaftlichen Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geodäsie zwischen der VR China und Österreich.

*Karl Rinner, Graz*

## Abstract

The Quomolangma Feng<sup>2)</sup> (Mt. Jolmo Lungma) is the world's highest peak. Its accurate height above mean sea-level has long been the concern of surveyors and geographers the world over. In 1975, members of a Chinese mountaineering expedition for the first time erected on the summit of the QF<sup>3)</sup> a metallic target and also measured there the thickness of the covering snow. At the same time, and in coordination with the expedition, a surveying group carried out levelling, triangulation, astronomical and gravimetric measurements within a close range of the QF. The nearest gravity station was at an elevation of 7790 m and at a distance of only 1.9 km from the summit. In this paper the computation for determining the height of the peak according to rigorous geodetic theory is described in detail, and some questions regarding atmospheric refraction, deviation of the vertical, gravity and the geoid are discussed.

Most of the short-comings have now been overcome which existed in the previous height determinations. The height of the QF as obtained in 1975 is 8848.13 m  $\pm$  0.35 m above mean sea-

<sup>1)</sup> Presently at Institut für Landesvermessung und Photogrammetrie, Technische Universität Graz, Österreich.

<sup>2)</sup> It was called Mount Everest before.

<sup>3)</sup> QF is used as an abbreviation of "Quomolangma Feng" in this paper.

level. This may be the most accurate value that has so far been obtained for the highest peak of the world.

### *Introduction*

The Quomolangma Feng is the world's highest peak. It is situated on the border between China and Nepal. Its precise height has long been a matter of interest among the surveyors and geographers the world over [4], [7], [8]. In 1975, a Chinese mountaineering expedition erected for the first time a metallic target on top of the peak (Fig. 1), and measured the thickness of the covering snow at the spot. At the same time a Chinese surveying group carried out coordinated geodetic measurements within a close range of the QF (about  $30 \text{ km} \times 30 \text{ km}$ ).

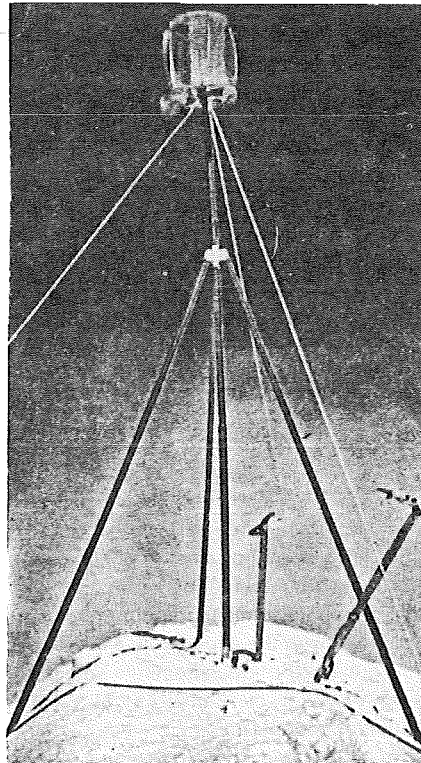
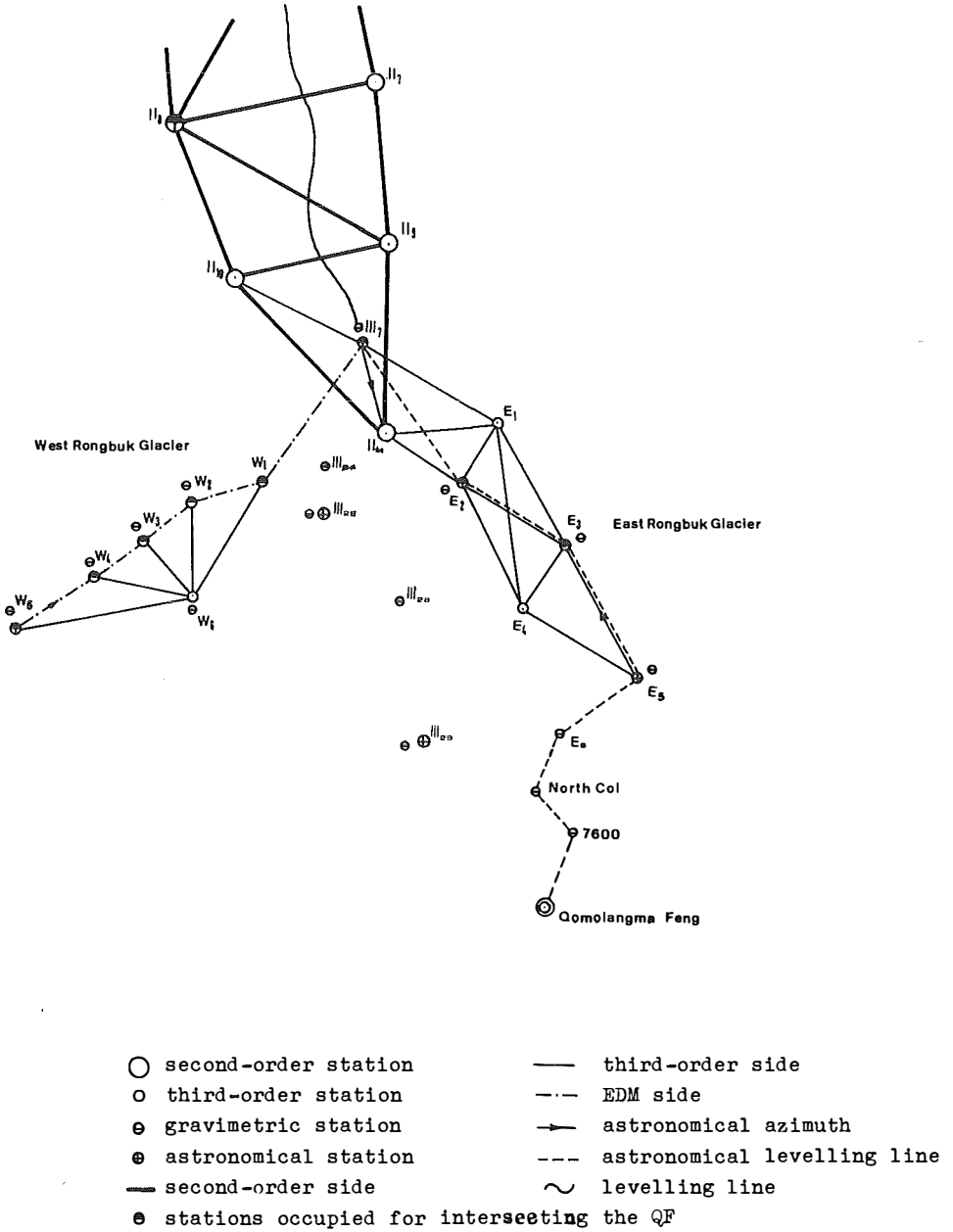


Figure 1

As a result of these efforts, it became possible to compute the height of the QF by rigorous geodetic methods. The height value ( $8848.13 \text{ m} \pm 0.35 \text{ m}$ ) must be considered the most accurate one thus far obtained [5] [17].



The determination of the QF in 1975.

Figure 2

### 1. Field Work

Beginning from the national 1st order traverse at Dingri, in the south of Tibet, a 2nd order triangulation chain about 60 km long was laid out toward the direction of the QF. A 3rd order chain along the East Rongbuk Glacier, and an EDM traverse along the West Rongbuk Glacier, were tied to the 2nd order stations, and controlled by Laplace azimuths at their end points (Fig. 2). The standard error (s. e.) of angle measurement of these 3rd order stations after adjustment is  $\pm 1''.73$ . Among the 3rd order stations were nine from where the target was visible; these were used for intersecting the QF. They were 8.5 km to 21.2 km away from the peak (12.8 km on the average); elevations ranged from 5600 m to 6240 m (5784 m on the average). The maximum angle of intersection was  $69^\circ$ .

Astronomical latitude and longitude were determined on 15 stations in this surveyed region, their s. e. are  $\pm 1''$  and  $\pm 0:06$  respectively. Among these astronomical stations the nearest one to the QF, III 29, is at an elevation of 6336 m and only 5 km away from the peak. In addition, five Laplace azimuths were determined with a s. e. of  $\pm 2''$ .

Gravimetric measurements were made on 20 points in this region, their s. e. is  $\pm 3$  mgal. The two highest points are at elevations of 7050 m and 7790 m, respectively, the latter being only 1.9 km apart from the summit. They are the highest gravity points on land that have ever been measured in the history of geodetic surveying.

Starting from a national benchmark (BM) at Dingri, a 2nd order levelling line was measured southward up to a BM south of the Rongbuk Lamasery. The triangulation station III 7, about 5683 m above mean sea-level and 13.6 km north of the summit, was connected to this BM by means of spirit levelling; the mean square value of random errors of mean height difference per km is  $\pm 0.71$  mm. The height of III 7 was used as the basis for the succeeding height determination.

Reciprocal trigonometric levelling was carried out between the 3rd order stations to determine their own height. As soon as the metallic target was erected on the summit, zenith distances to the target were observed from all the nine stations during three consecutive days.

In the meantime, a number of sounding balloons were lifted to measure the temperature gradient of the upper atmosphere; the values were used later to determine a reliable coefficient of refraction.

The height of the target and the thickness of the covering snow at the spot were measured with 3.51 m and 0.92 m, respectively.



## 2. Height Computation

Restrictions due to the specific geographical conditions in the area led to the following general procedure for determining the height of the QF:

- Extension of the national geodetic and levelling nets to a range as close to the QF as possible;
- Observation of the horizontal angles and zenith distances to the peak from a number of selected triangulation and traverse stations, so as to determine the geographical coordinates of the QF and the height differences between the observation stations and the summit;
- Finally reduction of the measured height to mean sea level (orthometric height) utilizing the data of the astronomical and gravimetric measurements in the surveyed region.

The topography around the QF is very rough. The geoid in this region is deemed to be rather complicated and cannot be considered as being close to a reference ellipsoid. Consequently, the general principle in a rigorous computation has to be that, the surface of an ellipsoid is taken as the basic reference surface to which all the observed data must be reduced [2], [14]; then the horizontal and height computations are carried out.

The principal steps of data processing in this computation are as follows:

### 2.1 The Normal Height of Station III 7, $H_{III\ 7}^\gamma$

Station III 7 is connected with the national datum 0 at Tsingtao through the national 1st and 2nd order levelling net. In order to obtain  $H_{III\ 7}^\gamma$ , two correction terms should be added to the levelled height difference,  $\sum_0^{III\ 7} \Delta h$ , from 0 to III 7, by the following formula [11], [16]

$$H_{III\ 7}^\gamma = \sum_0^{III\ 7} \Delta h + \sum_0^{III\ 7} \varepsilon + \sum_0^{III\ 7} \frac{g - \gamma}{\gamma} \Delta h \quad (1),$$

where  $\varepsilon$  is the correction caused by the non-parallelism of the level surfaces in the normal gravity field;  $g$  and  $\gamma$  are values of measured gravity and normal gravity along the line of levelling, respectively. The s. e. of  $H_{III\ 7}^\gamma$ ,  $M_1$ , is estimated to be

$$M_1 = \pm 0.14 \text{ m} \quad (2),$$

according to the usual accuracy estimation formula for spirit levelling in a normal height system [16].

### 2.2 Geodetic Height of III 7, $H_{III\ 7}^e$

The geodetic height  $H_i^e$  is the summation of normal height  $H_i^\gamma$  and height anomaly  $\zeta_i$  for any station  $i$ . As regards III 7, we have

$$H_{III\ 7}^e = H_{III\ 7}^\gamma + \zeta_{III\ 7} \quad (3).$$

In the process of computing the height of the QF,  $\xi_{III 7}$  will be cancelled as shown in equation (14) below, hence the error in  $\xi_{III 7}$  has no effect on the results, and an approximate value of it will be sufficient.

### 2.3 Geodetic Heights of the Triangulation and Traverse Stations, $H_i^e$

Corrections for the deviation of the vertical are applied to the observed value of the zenith distance  $Z$ , reducing it to the geodetic zenith distance  $Z^e$  referred to the ellipsoid [11]:

$$Z^e = Z + u, u = \xi \cos A + \eta \sin A \quad (4),$$

where  $u$  is the component of the astrogeodetic deviation of the vertical in the observed direction, the geodetic azimuth of which is  $A$ , and  $\xi, \eta$  are the components of the deflections of the vertical.

Then the common formula of reciprocal trigonometric levelling is used to compute the differences of geodetic heights,  $\Delta h_{III 7 i}$ , between III 7 and any 3rd order triangulation and traverse station  $i$ .

The geodetic height for station  $i$  can now be written as

$$H_i^e = H_{III 7}^e + \Delta h_{III 7 i} \quad (5),$$

### 2.4 Geodetic Height of the QF, $H_Q^e$

The zenith distances to the target on the peak observed from station  $i$  are corrected with Equ. (4). The difference of geodetic height between the QF and station  $i$ ,  $\Delta h_{iQ}$ , is computed according to the following precise formula [12]

$$\Delta h_{iQ} = s \left( 1 + \frac{H_Q^e}{R} \right) \operatorname{ctg} Z^e + (\Delta_h + \Delta_k) s^2 + l - a \quad (6),$$

where

$$\Delta_h = \frac{H_Q^e}{3 R^2} + \frac{H_i^e}{6 R^2};$$

$$\Delta_k = \frac{1}{2 R} \left( 1 - \frac{k}{\sin Z^e} \right);$$

“ $l$ ” is the height of the instrument at an observed station; “ $a$ ” is the height of the target at the QF; “ $s$ ” is the distance on the ellipsoid from station  $i$  to the QK; “ $R$ ” is the radius of curvature of the normal section of the ellipsoid along the line of observation; “ $k$ ” is the coefficient of refraction.

The geodetic height of the QF is then

$$H_Q^e = H_i^e + \Delta h_{iQ} \quad (7).$$

The results obtained from each station are presented in Table 1.

Assigning to the result of each station a weight inversely proportional to the square of its distance to the peak, the weighted mean of the geodetic height of the QF,  $H_Q^0$ , is found.

The maximum difference between  $H_{Qi}^0$  derived from various stations is 1.4 m.  $M_2$  is the s. e. estimated from the residuals:

$$M_2 = \pm 0.18 \text{ m} \tag{8}$$

$M_2$  contains the errors in  $\Delta h_{III 7}$ , and  $\Delta h_{IQ}$ , but does not include the error of the  $H_{III 7}^0$ , therefore it really presents a measure for the error of trigonometric levelling.

Table 1 The Height Values of the QF from Different Stations

Observation Station i	Distance s (km) <sup>1)</sup>	Height of Station $H_i^0$ (m) <sup>1)</sup>	Coefficient of Refraction k	Normal Height of the QF $H_{Qi}^0$ (m)	Residual (m)
II 8	21.2	6120	0.0744	8846.21	- 0.64
III 7	13.6	5683	0.0810	8846.59	- 0.26
East 2	10.0	6242	0.0758	8846.88	+ 0.03
East 3	8.5	6168	0.0761	8846.31	- 0.54
West 1	11.3	5602	0.0793	8846.39	- 0.46
West 2	11.7	5748	0.0772	8847.36	+ 0.51
West 3	12.0	5750	0.0828	8847.61	+ 0.76
West 4	12.5	5772	0.0804	8847.63	+ 0.78
West 5	14.7	5798	0.0820	8846.85	0.00
Mean	12.8	5874	0.0788	8846.85 <sup>2)</sup>	

<sup>1)</sup> only approximate values are given here

<sup>2)</sup> weighted mean

### 2.5 Normal Height of the QF, $H_Q^0$

According to (3), we have

$$\left. \begin{aligned} \text{or} \quad H_Q^0 &= H_Q^0 - \zeta_Q \\ H_Q^0 &= H_Q^0 - \zeta_{III 7} - (\zeta_Q - \zeta_{III 7}) \end{aligned} \right\} \tag{9}$$

where the difference of the height anomaly from III 7 to the peak ( $\zeta_Q - \zeta_{III 7}$ ), can be computed by the following precise formula of astronomical levelling [16], [12]

$$\left. \begin{aligned} \zeta_Q - \zeta_{III 7} &= \sum_{III 7}^Q u s - \sum_{III 7}^Q \Delta E \\ \Delta E &= \frac{g - \gamma}{\gamma} \Delta H \end{aligned} \right\} \tag{10}$$

The second term of equation (10) relates to gravity anomalies. When the difference of height is great, then the value of this term always surpasses that of the first term, relating to the deviation (compare Table 2). Hence, in general speaking, the second term should not be neglected in mountain regions. From the last column of Table 2 one gets the value of  $(\zeta_Q - \zeta_{III7})$ , as  $-1.825$  m.

Table 2 Computation of Differences of Height Anomalies (unit: meter)

Point Along the Line	s	H	u s <sup>1)</sup>	$\Delta E$	u s - $\Delta E$
III 7		5683			
East 2	4279	6242	- 0.012	+ 0.180	- 0.192
East 3	2656	6168	- 0.008	- 0.026	+ 0.018
East 5	3042	6301	- 0.117	+ 0.047	- 0.164
East 6	2819	6565	- 0.091	+ 0.101	- 0.192
North Col	1329	7050	- 0.058	+ 0.200	- 0.258
No. 7600	1394	7790	- 0.065	+ 0.321	- 0.386
The QF	1947	8849	- 0.176	+ 0.475	- 0.651
Sum	17466		- 0.527	+ 1.298	- 1.825

<sup>1)</sup> u is the deviation of the vertical of station along the astronomical levelling line  
s is the distance between two consecutive stations

The gravity values at all points but the QF along the line of astronomical levelling given in Table 2 were actually measured. The gravity value of point No. 7600, mentioned above, is particularly important for a reliable prediction of gravity value of the QF. The values of the deviation of the vertical at points III 7, East 2 and East 5 were obtained directly by astronomical observations, but those of the other stations are deduced by prediction. The s. e.,  $M_3$ , of the difference of height anomalies  $(\zeta_Q - \zeta_{III7})$  is estimated according to the following formula

$$M_3 = \pm \sqrt{\frac{m_u^2}{g^2} s_m \sum_{III7}^{QF} s + \sum_{III7}^{QF} \left( \frac{\Delta H}{\gamma} m_g \right)^2} \quad (11),$$

where  $m_u$  and  $m_g$  are the s. e. for the value of deviation of the vertical and of the gravity anomaly at the corresponding station (it will be discussed later in detail).

$$M_3 = \pm 0.10 \text{ m} \tag{12}$$

The result obtained for the normal height of the QF from equation (9) is

$$H_Q^\chi = 8846.85 \text{ m} \tag{13}$$

By substituting equations (7), (5), (3) into (9) successively, it is easy to obtain

$$H_Q^\chi = H_{III7}^\chi + \Delta h_{III7i} + \Delta h_{IQ} - (\zeta_Q - \zeta_{III7}) \tag{14}$$

It can be seen from this formula that an error in  $\zeta_{III7}$  will not affect the result of  $H_Q^\chi$ .

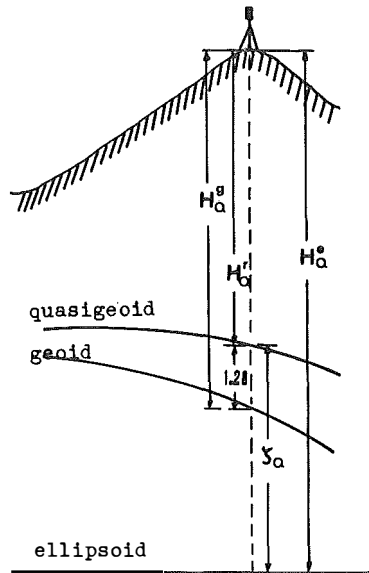
According to equations (14), (12), (8), (2) the s. e.,  $M_{H_Q^\chi}$ , of the normal height of QF can be written as

$$M_{H_Q^\chi} = \sqrt{M_1^2 + M_2^2 + M_3^2} = \pm 0.25 \text{ m} \tag{15}$$

### 2.6 The Orthometric Height of the QF, $H_Q^g$

The relation between normal height and orthometric height of the QF is [11], [16]

$$H_Q^g = \frac{\gamma_m}{g_m} H_Q^\chi \tag{16}$$



The relation of the basic surfaces at the QF.

Figure 3

where  $\gamma_m$ , the mean normal gravity, can be obtained by simple computation. The method for computing the mean actual gravity  $g_m$  will be outlined below. By formula (16), the difference between the orthometric height and the normal height of QF is computed to be 1.28 m. That means the quasigeoid under the QF lies 1.28 m above the geoid (Fig. 3).

Consequently the orthometric height of the QF is  $8846.85 + 1.28 = 8848.13$  m above mean sea-level of the Yellow Sea, or

$$H_g^Q = 8848.13 \text{ m} \quad (17).$$

The error for computing  $g_m$  at QF is about  $\pm 28$  mgal (referred to 3.6). Its effect on the conversion from  $H_g^Q$  to  $H_g^Q$  may be estimated, according to (16), as

$$M_4 = \pm 0.25 \text{ m} \quad (18).$$

So, the s. e.,  $M_{H_Q}^{\chi}$ , of the orthometric height of the QF determined in 1975 can be estimated as

$$\begin{aligned} M_{H_Q}^{\chi} &= \pm \sqrt{M_{H_Q}^2 + M_4^2} = \pm \sqrt{M_1^2 + M_2^2 + M_3^2 + M_4^2} \\ &= \pm 0.35 \text{ m} \end{aligned} \quad (19).$$

### 3. Discussion

#### 3.1 The Target

The height of the target was designed in accordance with the topography on the summit as described by Chinese mountaineers who scaled the peak in 1960, and verified by aerial photos of the QF area. Estimates based on the elevations and positions of the observation stations relative to the peak showed that a 3.5 meter-high target on the summit would be visible from all the observation stations. The peak is always covered by white snow and the background for observations is a bright blue sky. Many practical tests were needed to find that the target must be painted in red to provide good contrast for accurate pointing. Besides, the target had to be made of light alloy with high strength, weighing only 3.74 kg, with flexible legs and folding cylinder for convenient carrying during climbing. Yet its structure was designed to withstand strong gales always prevailing on the summit. The central rod of the target is graduated in centimeters, so that an accurate reading for the height of the target can easily be taken. When erected, the target was secured with three nylon ropes fastened to ice picks firmly anchored into the icy ground. As a matter of fact, it took less than half an hour to erect it on the peak securely, and in spite of the storms and gales prevailing on the peak, the target has remained standing for at least more than 3 years, for in May 1978 some Austrian mountaineers took a summit photo showing themselves together

with this target (Fig. 6). Practice has thus proved that such a target is fit for extreme conditions and would be worth introducing elsewhere.

### 3.2 Field-data and their accuracy

In the close vicinity of the QF area besides the performance of geodetic measurements a lot of astronomical and gravimetric data have been gained. Some features of the data and their accuracy are listed in Table 3 and 4.

Table 3 Features of the Field-data in the QF surveyed Area

target	height of the target itself on the summit	3.51 m
	depth of the covering snow under the target	0.92 m
astronomical measurement	height of the highest BM (2nd order), II 8	6120 m
	distance of the nearest BM (4th order) to the QF, III 7	13.6 km
	height of the highest astronomic station, III 29	6336 m
	distance of the nearest astronomic station to the QF, III 29	5 km
	sum of the astronomic stations	15
	average distance between two consecutive astronomic stations along the astronomical levelling line	2.5 km
gravimetric measurement	height of the highest gravimetric point, No. 7600	7790 m
	distance of the nearest gravimetric point to the QF, No. 7600	1.9 km
	sum of the gravimetric points	20
stations for intersecting the QF	height of the highest station	6240 m
	average height	5784 m
	the shortest distance to the QF	8.5 km
	average distance to the QF	12.8 km
	sum of stations	9
	maximum angle of intersection	69
days lasted for intersection	3 days	
sounding balloon measurement	days lasted for sounding balloon measurement	9 days

Table 4 Standard Errors of the Field-data

mean height difference for one km spirit levelling from BM to III 7	$\pm 0.71$ mm
mean height difference in reciprocal trigonometric levelling for one side of a triangle	$\pm 0.04$ m
astronomical latitude (Talcott)	$\pm 1''0$
astronomical longitude (Tsinger)	$\pm 0''.06$
astronomical azimuth (Hour Angle of Polaris)	$\pm 2''0$
angle measurement after adjustment	$\pm 1''.8$
distance measurement	$\pm 10$ ppm
gravimetric measurement	$\pm 3$ mgal



Fig. 6 The target on the summit of the QF  
(photo by Austrian mountaineer Robert Schauer, May 9, 1978)



### 3.3 The Vertical Refraction of the Atmosphere

In order to understand correctly the rules concerning the vertical refraction of the atmosphere in the QF area, many experiments were carried out on "the roof of the world" before the height determination. One kind of experiment was the reciprocal trigonometric levelling on some stations (connected by the spirit levelling line) under different meteorological conditions. The following results were obtained for the refraction coefficient in different situations:

1. The value  $k$  of the coefficient of refraction is smallest and most stable between 12<sup>h</sup>–15<sup>h</sup> (local time), consequently this is the most favourable time for observing zenith distances.
2. When the trigonometric levelling was carried out in the triangulation and traverse, the mean value of the refraction coefficient for the time from 12<sup>h</sup>–15<sup>h</sup> was about 0.10.
3. The amplitude of diurnal variation of the coefficient of refraction along the sides of triangulation lines has a maximum value of 0.20 and a mean value of 0.07.

Another kind of experiment was carried out by intersecting the summit of the QF from some triangulation stations, knowing their heights. The aim of this experiment was to verify that the following formula [3] is suitable to calculate the refraction coefficient for sights to the QF:

$$k = 6.706 \frac{P}{T^2} (3.42 + \tau) \left[ 1 - \frac{1}{3} (3.42 + \tau) \frac{\Delta h}{T} \right] \sin Z \quad (20),$$

where  $T$  is the temperature of the air at a station in °K;  $P$  is the atmospheric pressure at the observation station in mm of a mercury column;  $\tau$  is the mean vertical gradient of the air temperature in °C/100 m;  $\Delta h$  is the difference of the height in 100 m;  $Z$  is the zenith distance of the line of sight.

Formula (20) is derived according to the physical properties of a free atmosphere and by assuming the vertical gradient  $\tau$  of the air temperature as constant; in theory it is therefore especially suitable for sights to the QF for the path of ray of such sights always lies high above the ground.

By using the value of  $k$  calculated according to formula (20), the height of the QF derived from experimental stations located 8 to 77 km away from the peak showed no apparent systematic difference relating to the length of sight. Besides, for these sights, the amplitude of diurnal variation of the coefficient of refraction obtained by this formula is always less than 0.03, with an average of only 0.017. This is about one quarter of the amplitude for an ordinary terrestrial sight mentioned above. The stability of the refraction coefficient for sights to the QF really corresponds to the practical situation in the area of QF. These results demonstrate the adaptability of the formula for the sights to the QF. Consequently formula (20) was employed to compute the values of  $k$  for the sights to the QF in 1975; the values of  $k$  were around 0.08 (Tab. 1).

In order to get an accurate value of  $k$  it is essential that the vertical gradient of air temperature,  $\tau$ , must be determined correctly. Some of the following experiences may be useful in this context:

1.  $\tau$  must be measured in situ practically by radio sounding of the meteorological conditions at different altitude of the atmosphere.
2. It is important to identify the lowest altitude from which the vertical gradient of air temperature begins to enter in the computation of  $\tau$ . Our experiments showed that the lowest altitude is 500 m above the ground in the QF area.
3. In formula (20)  $\tau$  is a mean value for the meteorological period in which the temperature, pressure, etc., of the atmosphere are similar. If the observation take an extended time, then one or more different values of  $\tau$  should be used to compute  $k$  for this observation, depending on the number of the local meteorological periods.

### *3.4 The Prediction of the Deviation of the Vertical*

In points without astronomical observations the values of the astrogeodetic deviation of the vertical were predicted on the basis of the known astrogeodetic deviations of the vertical by way of topographic isostatic deviations of the vertical [11], [15]. In computing the topographic isostatic deviations the outmost radius of integration was 670 km and the depth of isostatic compensation was 113.7 km [6], [9], [10].

Some trial computations were made to check the real accuracy of prediction by this method. In one such computation using a total of 15 astronomical stations in the surveyed region, 8 stations were arbitrarily chosen as control points, and the values for the remaining, 7 stations, were predicted. The differences between the predicted and the observed values are listed in Table 5. The s. e. of the prediction as computed from these differences is  $\pm 2''.8$ .

At four of the nine 3rd order stations that were used for the observation of the QF, the values of  $\xi$  and  $\eta$  were derived directly from astronomical observations, while in the other five stations they were predicted as described above. With an average distance of 11.5 km from the station to the QF, the effect of the prediction error in one station on the height of the QF is estimated to be  $\pm 0.16$  m. After averaging the results from all stations, the effect on the mean height of the QF will be not more than  $\pm 0.06$  m. An estimate based on equation (11) shows that the error of the predicted deviation of the vertical effects the results of astronomical levelling ( $\zeta_Q - \zeta_{m7}$ ) by about  $+ 0.09$  m (here,  $m_v = \pm 2''.8$ ,  $s \Sigma s = 4.36 \times 10^{-7}$ ). Hence it can be seen that even in such a highly mountainous area, the prediction method for the astrogeodetic deviation of the vertical by way of topographic isostatic deviation of the vertical is justified. The accuracy obtained may not be comparable to that in a flat area, however, its effect on the final results is limited.

Table 5 The Error of the Prediction of the Deviation of the Vertical

Station	$v_{\xi}$	$v_{\eta}$
I 2	+ 0"37	+ 3"74
II 3	+ 2.51	+ 2.18
II 4	+ 1.84	+ 2.29
III 8	- 3.94	+ 1.34
III 25	- 3.38	- 1.85
III 29	- 0.56	- 3.84
East 2	- 0.53	+ 2.02
Sum	- 5.25	+ 5.88
[vv]	37.37	48.03
$\pm \sqrt{[vv]/n}$	$\pm 2"31$	$\pm 2"62$

v: the differences between the prediction and the observed values of the deviation of the vertical at a station.

### 3.5 Gravity Prediction

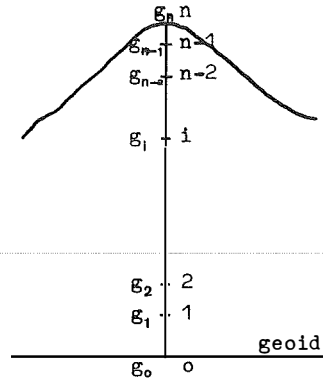
We have computed the free-air anomaly, Bouguer anomaly, Bouguer anomaly with terrain correction, and isostatic anomaly<sup>1)</sup> at 20 measured gravity points in the vicinity of the peak. As expected, the variation of the free-air anomalies is largest, while that of the isostatic anomalies is smallest, with an amplitude of variation of only about 40 mgal. Hence the gravity values of the QF was predicted on the basis of the measured gravity value by way of isostatic anomalies [12], [14]. In computing the isostatic anomalies we took 166.7 km as the outmost radius of integration and 113.7 km as the depth of isostatic compensation.

In order to estimate the accuracy of the predicted gravity, we also made a trial computation. The gravity values at two points nearest to the summit, i. e. the North Col (7.050 m) and No. 7600 (7.790 m), which had been measured by gravimeters, were considered as unknown and predicted on the basis of the other measured gravity values. The differences between the predicted and observed values were found to be 15 mgal for North Col and 19 mgal for point No. 7600. Consequently the s. e. for the predicted gravity value at the top of the QF is estimated at  $\pm 20$  mgal. We also made some tests on selecting a proper depth of isostatic compensation for gravity and deviation prediction in this area. The tests showed, that the accuracy of prediction would deteriorate, if the depth was less than 50 km or more than 200 km.

<sup>1)</sup> Obtained after Bouguer. Terrain and isostatic corrections.

3.6 The Mean Gravity Value  $g_m$

In order to compute  $g_m$  at the QF, the gravity values at the QF from the ground surface to the geoid had to be determined. As it was impossible to measure the gravity underground, it was calculated on the hypothesis of isostasy: the plumbline from the summit to the geoid was evenly divided into  $n$  sections, the dividing points being denoted by  $0, 1, 2, \dots (n-1), n$  (Fig. 4).



The plumb line at the QF is divided into  $n$  sections.

Figure 4

Let  $A_i$  and  $B_i$  be the vertical components of gravitational attraction to the  $i$ th point on the plumbline due to topography and isostatic compensation, respectively, counting positively downwards; and  $\Delta g_i$  is the free-air reduction from the summit to point  $i$ . We use the following expression with second order terms [13]:

$$\Delta g_i = 0.3086 \left[ (n-i) \frac{H_0^g}{n} \right] - 0.72 \times 10^{-7} \left[ (n-i) \frac{H_0^g}{n} \right]^2 \quad (21),$$

The gravity value  $g_i$  at the  $i$ th point is:

$$g_i = g_n - A_n + A_i + B_n - B_i + \Delta g_i \quad (22),$$

where  $g_n$  is the gravity value at the top of the summit. The mean gravity value  $g_m$  is then derived by the following formula:

$$g_m = g_n - A_n + A_m + B_n - B_m + 0.1543 H_0^g - 0.12 \times 10^{-7} H_0^g \left( 2 H_0^g + \frac{H_0^g}{n} \right) \quad (23),$$

in which

$$\left. \begin{aligned} A_m &= \frac{1}{n+1} \sum_0^n A_i \\ B_m &= \frac{1}{n+1} \sum_0^n B_i \end{aligned} \right\} \quad (24).$$

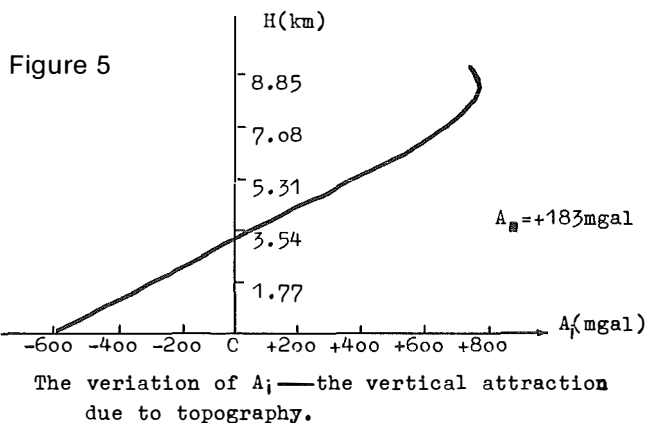


Fig. 5 shows the variation of the attraction due to topography,  $A_i$ , with respect to the height of point  $i$ . It is seen clearly that there is no linearity in the gravity values along the plumbline under such a high peak. An error of about 100 mgal would be introduced if the calculations were based on linear prediction. According to the trial computation, when  $n > 30$ , the amplitude of the variation of the mean gravity  $g_m$  or the mean normal gravity  $\gamma_m$  was only within 3 to 5 mgal, so we took  $n = 50$  for computing  $g_m$  and  $\gamma_m$ .

There are two sources of error in calculating the gravity value  $g_m$  by the above method: the error of the summit gravity value  $g_n$  and that of deducing  $g_m$  on the basis of the hypothesis of isostasy. For the value of  $g_n$ , a s. e. of about  $\pm 20$  mgal due to prediction has been estimated in 3.5. The latter may also be regarded as prediction, however, along the vertical direction on the hypothesis of isostasy. So the same s. e. of  $\pm 20$  mgal may well be adapted. By combining the two sources of errors, the s. e. of  $g_m$  obtained is estimated to be  $\pm 28$  mgal.

### 3.7 Use of Normal Height as a Medium

The fact that normal height is used as a medium to compute the orthometric height from the geodetic height needs explanation. The geodetic height is the sum of orthometric height and undulation, that means the separation of the geoid from the ellipsoid. In order to determine the undulation, the values of deviation of the vertical on the geoid (not on the earth surface) must be known so that the geoidal undulation could be computed by the simple formula of astronomical levelling. But the deviation on the geoid cannot be obtained directly from astronomical observation unless a correction for the curvature of the plumbline is applied. The curvature of the plumbline is dependent on the mass distribution in the crust of the earth which is not exactly known. Therefore the usual practice is to correct only for the normal curvature of the force line of the normal spheroid, when the elevation is not

high. But this simplification would introduce a serious error when the elevation is high, such as in the QF area. Therefore in the computation we have to use normal height as an intermediate result. The unique feature of the normal height system is that it is entirely independent of the mass distribution in the crust of the earth. The normal height can be obtained by applying to the levelled height a correction for gravity anomalies on earth surface. The height anomalies can be obtained from astronomical levelling, using values of  $\xi$  and  $\eta$  on the earth surface and supplementing them by gravimetric data. Hence in the process of our computation no assumption is needed on the mass distribution in the earth's crust to obtain the normal height of the peak. The formula used is rigorous, and the accuracy of the result is affected only by the errors of observation and of prediction, but no error exists due to hypothesis. Only in the reduction from the normal height to orthometric height of the QF an assumption on the mass distribution in the earth's crust has to be made. The assumption serves to compute the mean value of gravity  $g_m$  along the vertical between the earth surface and the geoid. The error in the last step of the computation is estimated to cause a s. e. of  $\pm 0.25$  m of the value of orthometric height of the QF (see 2.6 and 3.6).

#### 4. Conclusion

The new determination of the height of the QF in 1975 has the following specific characteristics:

1. A target was set up on the top of the summit and the thickness of the covering snow on the spot during the observation was measured. This was necessary to reduce an otherwise serious error of sighting the summit and of computing the height of the peak.
2. The normal height system was used as a medium in this computation. As no assumption on the mass distribution in the earth's crust was needed in the steps for computing the normal height of the QF. Therefore the result of this new determination avoided a part of the error caused by the approximation in these assumptions.
3. Sufficient astronomical and gravimetric measurements were made in the close vicinity of the QF area, such that the height of the QF obtained from spirit levelling and trigonometric levelling could be reduced rigorously to the geoid. The resulting height is thus the real orthometric height. The sum of corrections relating to gravity anomalies in our computation amounts to about 2.5 m. That is to say, if computation is made disregarding the gravity data, as it was in the practice of all previous determinations, the resulting error in the computed value of the height of the QF would be more than 2 m. This value itself shows clearly that the field work and the procedure of computation used are both proper and necessary.

The result of this new determination, obtained in 1975, is the orthometric height of the QF with a value of  $8848.13 \text{ m} \pm 0.35 \text{ m}$  above mean sea-level of the Yellow Sea. This result is claimed to be the most accurate and scientific one that has so far been obtained. Another result of the effort consists of the data processing procedure which proved that it could also be necessarily applied to compute accurately the height of other high mountains.

### *Acknowledgement*

The precise height measurement of the QF could not have been obtained without the exceptional achievements by Chinese mountaineers and the dedication of the accompanying surveying group.

We wish to thank Prof. Dr. Yun-Lin Chen, Chief engineer of the General Bureau of Surveying and Mapping of China, for his valuable suggestions and beneficial instructions during all the course of the work. For the useful and exact calculations we would also like to express our appreciation to our colleagues who took part in this computation.

Finally, it is with gratitude that we acknowledge the support and encouragement given to us by Prof. Dr. Karl Rinner for publishing this paper and for many useful discussions during its preparation. We also wish to thank Dr. Franz Leberl and Mr. Herbert Lichtenegger for their help.

### **References**

- [1] *Baeschlin, C. F.*: Lehrbuch der Geodäsie. Zürich (1948).
- [2] *Bomford, G.*: Geodesy. Oxford (1971).
- [3] *Brocks, K.*: Meteorologische Hilfsmittel für die geodätische Höhenmessung. ZfV ss. 71–76 (1950).
- [4] *Bomford, G.*: Geod. Rep. Surv. India (1928–1931).
- [5] *Chen, J.-Y.*: The Height Computation of the Quomolangma Feng. Tse-We-Dun-Bao No. 4. Peking (1975).
- [6] *Darling, F. W.*: Fundamental Tables for the Deflection of the Vertical. Spec. Pubs. U. S. Cst Geod. Surv. No. 243 (1948).
- [7] *Graaff-Hunter, J.*: Geod. Rep. Surv. India (1921).
- [8] *Guillaume, C. E.*: Tech. Pap. Surv. India (1954).
- [9] *Hayford, J. H.*: The Effect of Topography and Isostatic Compensation upon the Intensity of gravity. Spec. Pubs. U. S. Cst Geod. Surv. No. 10 (1921).
- [10] *Heiskanen, W.*: New Tables for the Reduction of Gravity on the Airy Hypothesis. Helsinki (1938).
- [11] *Heiskanen, W., and Moritz, H.*: Physical Geodesy. Freeman (1967).
- [12] *Isotov et al.*: The Trigonometric Levelling. Moscow (1958).
- [13] *Jing, F.*: Gravimetry. China (1965).
- [14] *Jordan, W. et al.*: Handbuch der Vermessungskunde. Band 1, 4, 5. Berlin (1965).
- [15] *Krasovskij, F. N.*: The Handbook of Geodesy. Vol. 2, b. Moscow (1942).
- [16] *Molodensky, M. S.*: Methodes for Study of the External Gravitational Field AND Figure of the Earth. Moscow (1962).
- [17] *Chu, L.*: The Determination of the Height of the Quomolangma Feng. Scientia Sinica Vol. 19, No. 2. Peking (1976).

# Die Bestimmung der orthometrischen Korrektur des geometrischen Nivellements aus Lotabweichungen und aus dem Störpotential T

Von *Wilhelm Embacher*, Innsbruck

## Zusammenfassung

Während bis jetzt die orthometrische Korrektur durch Zerlegung in die dreiteilige dynamische Korrektur, d. h. in die dynamische Wegkorrektur und in die beiden vertikalen dynamischen Korrekturen, berechnet wurde, versucht der Verfasser, die orthometrische Korrektur des geometrischen Nivellements durch direkte Berechnung aus der durch Schweremessungen ermittelten Lotabweichung zu gewinnen. Einen weiteren Weg zur Berechnung der orthometrischen Korrektur des geometrischen Nivellements zeigt der Verfasser auf, indem er das Störpotential T aus Schweremessungen ableitet und aus dem Quotienten dieser Störfunktion und der Schwerkraft den Abstand zwischen der gestörten und der ungestörten Niveaufläche berechnet.

## 1. Einleitung

In seiner Arbeit über das Gravimeterversuchsfeld am Buschberg [1] hat der Verfasser zahlreiche Modellrechnungen zur Ermittlung der Störgradienten entlang eines Berghanges durchgeführt. Dabei hat sich gezeigt, daß der vertikale Störgradient entlang des Hanges eine Nullstelle hat und somit seine Richtung wechselt. Das heißt, daß der Vertikalgradient in der Natur als Summe des Freiluftgradienten und des Störgradienten entlang des Hanges einmal so groß wie der Normalgradient sein muß, darüber größer und darunter kleiner ist. Nachdem der Vertikalgradient verkehrt proportional zum Krümmungsradius der Schmiegunskugel der Niveaufläche in der Natur ist, muß dieser Radius unten im Tal größer als  $\sim 6400$  km und oben am Berg kleiner als der mittlere Erdradius sein.

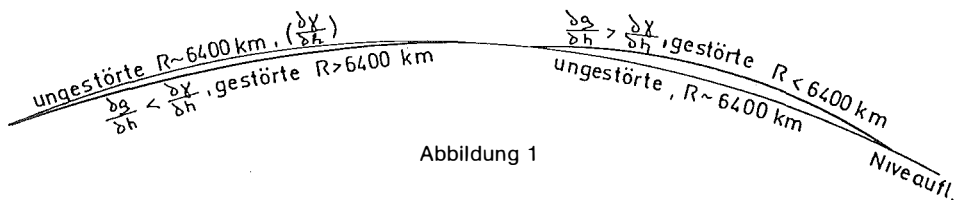


Abbildung 1

Abb. 1 zeigt den Verlauf der gestörten Niveaufläche in bezug auf die ungestörte. Im Tal wird sie unterhalb der ungestörten Niveaufläche verlaufen, wenn der Abstand der beiden Flächen von der gestörten Fläche nach außen positiv gezählt werden soll, während sie sich oben am Berg über der ungestörten Niveaufläche befindet und ihr Abstand von dieser negativ gezählt wird. Es ist daher zu erwarten, daß die orthometrischen Korrekturen am Berg und im Tal entgegengesetztes Vorzeichen haben.



### 2. Die orthometrische Schwerekorrektion

Da der Verfasser kein eigenes Nivellement zur Verfügung hatte, mußte er auf eine Arbeit zurückgreifen, bei der sowohl die gemessene Schwere, die einzelnen gemessenen Höhenunterschiede, die Abstände der Meßpunkte und deren Polhöhe gegeben sind. Aus diesem Grunde erschien die Arbeit von *K. Mader*, „Die orthometrische Schwerekorrektion des Präzisionsnivellements in den Hohen Tauern“ [2], geeignet. Es ist dies ein Nivellement aus dem höchsten Teil der österreichischen Alpen, dessen orthometrische Schwerekorrektion sowohl nach *Helmert* ohne Berücksichtigung der topographischen Schwerekorrektion als auch mit Berücksichtigung dieser berechnet wurde.

In der Schleife (Abb. 2) ist MB ein Nivellement vom Meer zu einem Punkt B, dessen Fußpunkt auf der Bezugsfläche B' ist. Die orthometrische Korrektion in B lautet

$$\Delta h = \sum_M^B \frac{g - g_m}{g_m} dh + \int_{II} \frac{g - g_m}{g_m} dh \tag{1.0}$$

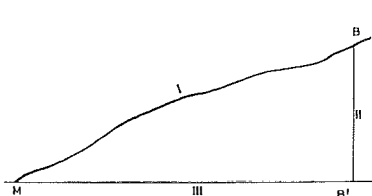


Abbildung 2

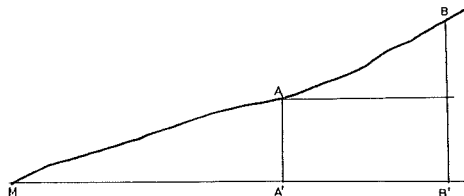


Abbildung 3

Beginnt das Nivellement nicht am Meer, sondern in einem höher gelegenen Punkt A (Abb. 3), so lautet die orthometrische Korrektion

$$\Delta h = \sum_A^B \frac{g - g_m}{g_m} dh + \int_B^{B'} \frac{g - g_m}{g_m} dh - \int_A^{A'} \frac{g - g_m}{g_m} dh \tag{2.0}$$

Sie besteht aus der dynamischen Wegkorrektion von A nach B und den beiden vertikalen dynamischen Korrekturen in A und in B.

Nimmt man an, daß die Schwerkraft *g* eine lineare Funktion der Höhe ist und wird keine topographische Reduktion angebracht, so ergibt sich die Reduktionsmethode von *F. R. Helmert*.

Die Schwerkraft *g<sub>0</sub>* auf der Bezugsfläche erhält man aus der an der Oberfläche gemessenen Schwerkraft *g'* mit

$$g_0 = g' + \frac{2g'H}{R} - 4 \pi k^2 \rho \cdot H \tag{2.01}$$

Mit einer angenommenen Dichte  $\vartheta = 2,7$  lautet die Gleichung 2.0

$$\Delta h_{mm} = \sum_A^B \frac{g' - g_m}{g_m} dh - \left( \frac{g' - g_m + 4 \cdot 098 \cdot 10^{-5} \cdot H}{g_m} \cdot H \right)_B + \left( \frac{g' - g_m + 4 \cdot 098 \cdot 10^{-5} \cdot H}{g_m} \cdot H \right)_A \quad 2.1$$

Sie ergibt die orthometrische Korrektur in mm, wenn  $g'$  in mgal und die Höhen in mm eingeführt werden. Der Punkt A habe die Höhe  $H$  und die dort gemessene Schwere sei  $g'_1$ , der Punkt B die Höhe  $(H + \Delta H)$  und die gemessene Schwere  $g'_2$ , dann lautet die orthometrische Korrektur für das Nivellement von A nach B

$$\Delta h = \frac{g'_1 - g_m}{g_m} \Delta H - \frac{g'_2 - g_m + 4 \cdot 098 \cdot 10^{-5} (H + \Delta H)}{g_m} (H + \Delta H) + \frac{g'_1 - g_m + 4 \cdot 098 \cdot 10^{-5} \cdot H}{g_m} H \quad 2.2$$

Diese Gleichung kann man transformieren, sie lautet dann

$$\Delta h = [(g'_1 - g'_2 - 8,1953 \cdot 10^{-5} \Delta H) H + (g'_1 - g'_2 - 4,098 \cdot 10^{-5} \Delta H) \cdot \Delta H] \frac{1}{g_m} \quad 2.3$$

Das erste Glied in der eckigen Klammer ist das Hauptglied und ist z. B. beim Tauernnivellement in ca. 2500 m Höhe ungefähr hundertmal größer als das zweite Glied. Es genügt also, zunächst das Hauptglied zu untersuchen. Die Differenz  $g'_1 - g'_2$  hat im allgemeinen dasselbe Vorzeichen wie  $\Delta H$ , das heißt, der Gesamtausdruck, der bei der Helmert-Reduktion von  $(g_1 - g_2)$  abhängt, ist bei der Steigung positiv und bei Gefälle negativ. Daher wird die Korrektur in einem stark eingeschnittenen Tal ohne Rücksicht auf die Topographie nur mit dem Nivellementweg korreliert sein und nicht dem benachbarten Gelände entsprechen, während dort, wo der Nivellementweg auch für das Gelände charakteristisch ist, z. B. auf der Bergkuppe, eine der Bergform entsprechende orthometrische Korrektur zu erwarten ist.

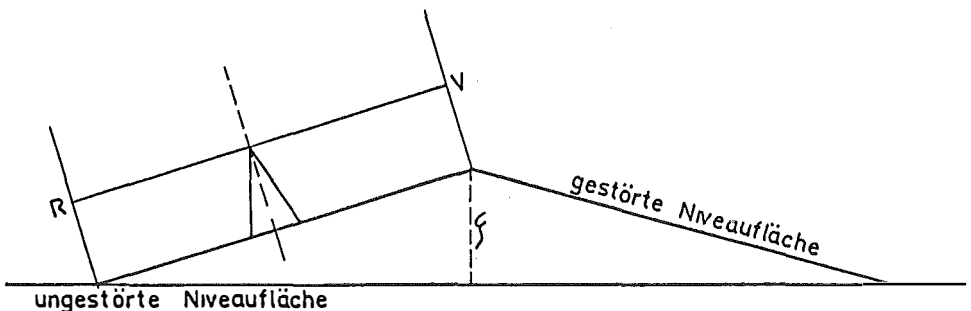


Abbildung 4

3. Das geometrische Nivellement auf der ungestörten und auf der gestörten Niveaufläche

Nivellieren wir auf der ungestörten Niveaufläche, so ist der Höhenunterschied Null. Wie wir aus Abb. 4 sehen, ergibt die Differenz aus Rück- und Vorwärtslesung auch auf der gestörten Niveaufläche Null. Wir sehen daraus, daß das unreduzierte geometrische Nivellement, das heißt die rohe Lattenhöhe, den Abstand der ungestörten Niveauflächen ergibt.

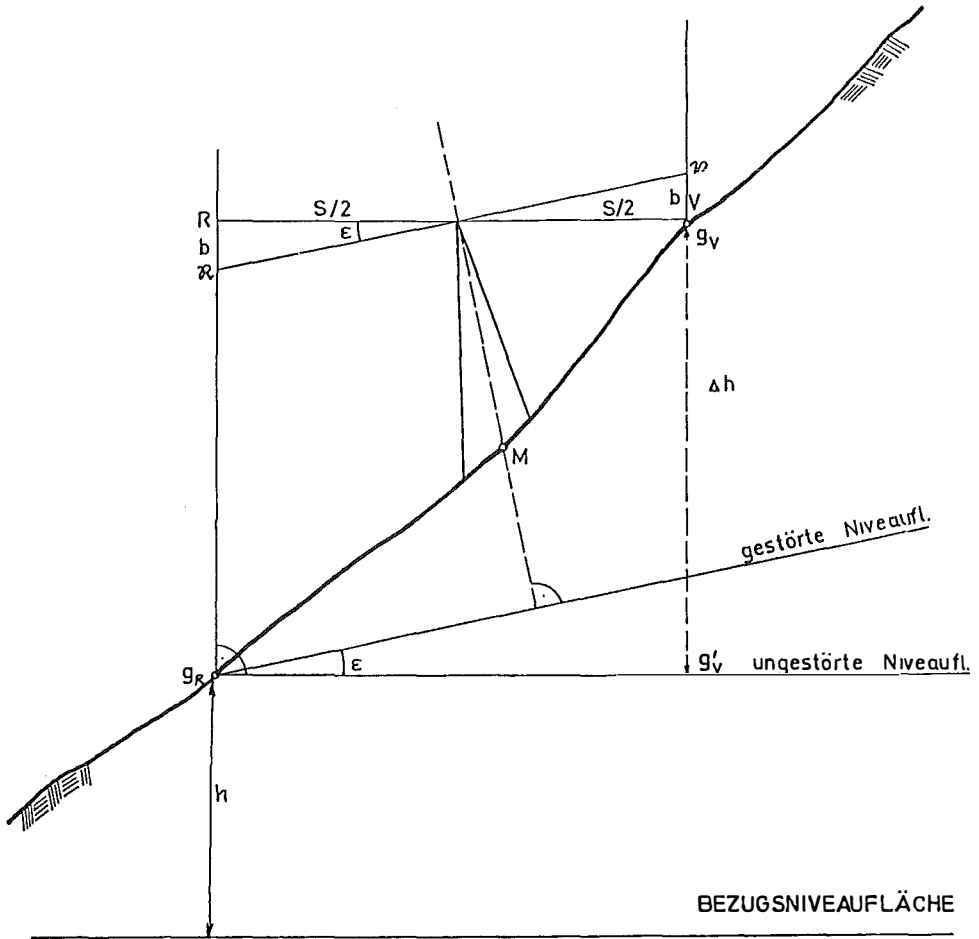


Abbildung 5

Abb. 5 zeigt den Schnitt eines schrägen Hanges, die gestörte Niveaufläche, auf welcher die Lotlinien senkrecht stehen, und die ungestörte Niveaufläche. Der Höhenunterschied  $\Delta h'$  der beiden Lattenfußpunkte in bezug auf die gestörte Niveaufläche ist

$$\Delta h' = R - W$$

3.0

und  $\Delta h$  bezüglich der ungestörten Niveaulfläche

$$\Delta h = R - V \quad 3.1$$

Aus Abb. 5 sehen wir, daß  $R = \mathcal{R} + b$  und  $V = \mathcal{V} - b$  ist. Also erhalten wir für

$$\Delta h = \mathcal{R} - \mathcal{V} + 2b \quad 3.11$$

Ist  $\varepsilon$  die Lotabweichung zwischen dem gestörten und dem ungestörten Lot, so ist der Abstand  $\xi$  zwischen der gestörten und der ungestörten Niveaulfläche

$$\xi = 2b = -\varepsilon \cdot s \quad 3.2$$

Setzen wir für die Lotabweichung  $\varepsilon$  die Gleichung 3.3 aus der Arbeit des Verfassers [3] ein, so ist

$$\xi = -\frac{g_R - g'_V}{g} \cdot h \quad 3.21$$

Betrachten wir nochmals Gleichung 2.3, so sehen wir, daß im Zähler des Hauptgliedes die horizontale Zunahme der Schwerkraft, die aus der Differenz der Schwerkraft und dem Preyschen Vertikalgradienten gebildet wird, mit der Höhe multipliziert und durch die Schwerkraft dividiert wird. Analog entsteht  $\xi$  in Formel 3.21, nur daß die horizontale Zunahme der Schwerkraft ohne Annahme einer hypothetischen Dichte aus Gravimetermessungen abgeleitet wird.

#### 4. Die hypothesenfreie Reduktion des geometrischen Nivellements

Obwohl wir zur Berechnung des Horizontalgradienten die Oberflächen-schwerewerte zweier Punkte und deren horizontalen und vertikalen Abstand brauchen, geht der Horizontalabstand in die orthometrische Korrektion in Gleichung 3.21 nicht ein. Der Arbeit des Verfassers, „Das Gravimeterver-suchsfeld auf dem Buschberg“ [1], entnehmen wir die Gleichung

$$\Delta g = -\Delta h \frac{\partial g}{\partial h} + \Delta s \cdot \frac{\partial g}{\partial s} \quad 4.00$$

daraus erhalten wir

$$\frac{\partial g}{\partial s} = \left( \frac{\Delta g}{\Delta h} + \frac{\partial g}{\partial h} \right) \cdot \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad 4.01$$

Den Vertikalgradienten  $\frac{\partial g}{\partial h}$  erhalten wir aus Gleichung 5.21 der oben erwähnten Arbeit [3]

$$h = \frac{g - \gamma_0 + \frac{\partial \gamma}{\partial h} \xi}{\frac{\partial g}{\partial h} - 2 \cdot \frac{\partial \gamma}{\partial h}} \quad 4.10$$

daraus folgt der Vertikalgradient

$$\frac{\partial g}{\partial h} = \frac{g - \gamma_0 + \frac{\partial \gamma}{\partial h} \cdot \zeta}{h} + \frac{2 \partial \gamma}{\partial h} \quad 4.11$$

Mit den Angaben aus der Arbeit von *K. Mader* [2] läßt sich der Horizontalgradient  $\frac{\partial g}{\partial s}$  und damit die orthometrische Korrektion

$$d \xi = -\varepsilon ds = \frac{\partial g}{\partial s} \cdot \frac{1}{\gamma} \cdot h \cdot \Delta s = -(h \Delta g + \Delta h h \frac{\partial g}{\partial h}) \frac{1}{\gamma} \quad 4.20$$

für jede gemessene Höhendifferenz berechnen.

Die Gleichung 5.21 aus der Arbeit des Verfassers [3] gibt den Abstand  $\xi$  zwischen der gestörten und der ungestörten Niveauläche, wenn der Vertikalgradient bekannt ist, mit

$$\xi = - \frac{(\frac{\partial g}{\partial h} - \frac{\partial \gamma}{\partial h}) h^2}{\gamma} \quad 4.30$$

oder, wenn die Schwere  $g$  gemessen wurde, mit

$$\xi = - \frac{[g - (\gamma - \frac{\partial \gamma}{\partial h} \zeta)] \cdot h}{\gamma} \quad 4.31$$

Bei Gleichung 4.31 scheint zunächst nur eine Iteration zum Ziel zu führen. Der Ausdruck  $\frac{\partial \gamma}{\partial h} \xi$ , der Term von Bruns, ist jedoch so klein, daß er im allgemeinen unter der Meßgenauigkeit des Gravimeters liegt und daher vernachlässigt werden kann.

Der Zusammenhang zwischen der Gleichung 4.20 und der Gleichung 4.31 mit Vernachlässigung des Terms von Bruns läßt sich wie folgt aufzeigen: Wir bilden nach Gleichung 4.31 die Differenz zweier aufeinanderfolgenden  $\xi$ -Werte

$$\begin{aligned} (\xi_2 - \xi_1) &= -\frac{1}{\gamma} [(g_2 - \gamma_2) h_2 - (g_1 - \gamma_1) h_1] = \\ &= -\frac{1}{\gamma} [\Delta g h_1 + \Delta h h_1 \frac{\partial \gamma}{\partial h} + (g_1 - \gamma_1) \Delta h + \Delta h \Delta g + \Delta h^2 \frac{\partial \gamma}{\partial h}] \end{aligned} \quad 5.0$$

wir setzen für

$$\frac{1}{\gamma} (g_1 - \gamma_1) \Delta h = \frac{\Delta h h_1}{\gamma} (\frac{\partial g}{\partial h} - \frac{\partial \gamma}{\partial h}) \quad 5.10$$

und erhalten

$$(\xi_2 - \xi_1) = -\frac{1}{\gamma} [(h_1 \Delta g + h_1 \Delta h \frac{\partial g}{\partial h}) + \Delta h \Delta g + \Delta h^2 \frac{\partial \gamma}{\partial h}] \quad 5.01$$

Wir sehen, daß die rechte Seite der Gleichung 4.20 und die Gleichung 5.01 bis auf Glieder höherer Ordnung übereinstimmen. Die Summe der Glieder höherer Ordnung beträgt bei der Arbeit von *K. Mader* in ca. 2500 m Höhe ungefähr 1% des Gesamtbetrages.

Tab. I

Höhe	$g'$ 980,....	$\frac{\Delta g}{\Delta h}$	$\Delta g''$ $\Delta \lambda \cos \varphi$	$\Delta s$	$\frac{\partial g}{\partial h}$	$\frac{\Delta h}{\Delta s}$	$\frac{\partial h}{\partial s}$	ort. Korr. $\frac{dz}{z}$	$\frac{\partial g}{\partial h} \cdot \frac{\partial h}{\partial s}$	$\int \xi_2 - \xi_1$
m	mgal	mgal $10^{-3}$		m	mgal $10^3$		mgal $10^3$	mm	mgal $10^3$	mm
753.350 Bruck	535.97	- 731.26	30 4,42	935.92	236.44	+0.00871	-4.33	+3.1	-72.12	+41.8 +2.5
761.721	530.01	-1065.38	24 -	740.74	233.69	+0.00509	-4.25	+2.4	-74.87	+44.3 +2.0
765.494	525.99	- 803.83	30 4.42	935.92	231.11	+0.01065	-6.15	+4.5	-77.45	+46.3 +3.9
775.459	517.98	- 752.65	24 4.42	753.19	226.71	+0.01134	-6.00	+3.6	-81.85	+50.2 +3.1
784.002	511.55	- 704.40	24 4.42	753.19	223.52	+0.00839	-4.05	+2.4	-85.04	+53.3 +2.5
790.319	507.10	- 540.18	24 8.84	789.39	221.80	+0.01241	-3.96	+2.5	-86.76	+55.3 +2.0
800.112	501.81	- 909.78	30 8.84	965.28	220.78	+0.00575	-3.98	+3.1	-87.78	+57.3 +2.5
805.663	496.76	-1099.26	30 -	925.92	218.17	+0.00637	-5.64	+4.3	-90.39	+59.8 +3.7
811.558 Fusch	490.28	- 634.86	24 4.42	753.19	214.02	+0.00910	-3.84	+2.4	-94.54	+63.5 +1.9
818.410	485.93				212.81				-95.75	+65.4
2422.003	179.42	- 218.13	12 4.43	394.80	358.86	+0.08071	+11.41	-11.2	+50.30	-300.8 -11.9
2453.865	172.47	- 214.01	6 8.86	330.25	359.50	+0.10357	+15.14	-12.6	+50.94	-312.7 -13.0
2488.069	165.15	- 213.54	6 -	185.18	360.16	+0.09103	+13.38	- 6.3	+51.60	-325.7 - 6.6
2504.928 Hochtor	161.55	+1572.00	6 -	185.18	360.51	-0.00364	- 7.03	+ 3.3	+51.95	-332.3 + 2.9
2504.253	160.49	- 216.59	6 4.43	230.19	360.08	-0.20298	-28.98	+16.7	+51.52	-329.4 +16.5
2457.530	170.61	- 237.19	12 -	370.37	359.37	-0.14024	-17.09	+14.1	+50.81	-312.9 +15.0
2405.587	182.93				359.05				+50.49	-297.9
1181.204 Mallnitz	427.38	- 574.74	24 13.22	847.17	305.76	+0.01154	- 3.13	+ 3.2	- 2.80	+ 6.8 +3.3
1190.982	421.76	-9233.23	24 4.44	753.31	303.09	+0.00041	- 3.71	+ 3.3	- 5.47	+ 7.3 +4.7
1191.295	418.87	- 441.55	24 8.88	789.81	300.25	+0.02492	- 3.58	+ 3.4	- 8.31	+ 12.0 +4.2
1210.976	410.18	- 691.36	12 4.44	394.91	297.72	+0.02465	- 9.79	+ 4.8	-10.84	+ 16.2 +5.5
1219.710 Tunnel Südporta.	403.45				294.25				-14.31	+ 21.7

Tab. II

Höhe	g - $\rho$	$\zeta$	OK. Helmert	Höhe	g - $\rho$	$\zeta$	OK. Helmert	Höhe	g - $\rho$	$\zeta$	OK. Helmert
m	mgal	mm	mm	m	mgal	mm	mm	m	mgal	mm	mm
753.570	-54.35	+41.8	0.0	1756.401	+ 38.73	- 69.4	+166.5	2504.925	+130.14	-332.6	+347.7
761.721	-57.03	+44.3	+ 4.1	1816.574	+ 45.62	- 84.5	+179.2	2504.251	+129.02	-329.7	+350.6
765.494	-59.29	+46.3	+ 7.0	1845.807	+ 48.98	- 92.2	+185.6	2457.527	+124.87	-313.1	+334.8
775.459	-63.47	+50.2	+12.6	1914.520	+ 58.54	-114.3	+197.8	2405.584	+121.47	-298.2	+314.8
784.002	-66.67	+53.3	+17.2	1969.853	+ 66.85	-134.3	+206.9	2354.007	+115.44	-277.3	+301.6
790.319	-68.57	+55.3	+20.4	2021.610	+ 72.39	-149.3	+219.2	2330.767	+112.82	-268.3	+295.5
800.112	-70.24	+57.3	+24.1	2117.359	+ 76.00	-164.2	+240.0	2259.398	+104.81	-241.6	+276.9
805.663	-72.82	+59.8	+27.7	2194.729	+ 92.53	-207.2	+260.0	2193.153	+ 97.09	-217.3	+260.8
811.558	-76.73	+63.5	+32.7	2241.497	+100.76	-230.4	+265.6	2131.086	+ 88.01	-191.4	+250.2
818.109	-78.45	+65.5	+35.9	2288.310	+107.96	-252.1	+273.7	2065.384	+ 78.90	-166.2	+238.1
834.934	-76.76	+65.4	+38.5	2357.945	+116.56	-282.6	+301.2	2032.115	+ 73.38	-152.1	+229.9
839.994	-76.32	+65.4	+39.3	2405.521	+116.61	-286.2	+316.2	1975.837	+ 68.27	-137.6	+218.2
868.734	-74.80	+66.3	+44.0	2428.826	+118.13	-292.8	+327.4	1923.753	+ 58.31	-114.4	+213.9
933.148	-71.73	+68.3	+55.1	2426.322	+118.26	-292.8	+326.6	1857.820	+ 51.47	- 97.6	+199.1
984.227	-67.70	+68.0	+62.8	2383.507	+117.54	-285.8	+303.8	1869.568	+ 55.91	-106.6	+196.5
1041.793	-62.95	+66.9	+71.8	2361.405	+115.26	-277.7	+296.6	1908.077	+ 61.94	-120.6	+202.5
1081.103	-55.57	+61.3	+73.9	2309.69	+110.57	-236.7	+280.8	1854.477	+ 52.45	- 99.2	+198.1
1135.243	-46.42	+53.6	+77.9	2285.331	+107.95	-251.7	+274.4	1795.323	+ 44.66	- 81.8	+187.8
1150.602	-44.04	+51.7	+80.3	2260.771	+104.66	-241.4	+269.0	1723.176	+ 36.46	- 64.1	+173.6
1213.796	-35.85	+44.4	+88.3	2283.704	+105.21	-245.1	+280.9	1679.836	+ 31.36	- 53.7	+166.1
1268.753	-26.93	+34.8	+93.4	2294.545	+103.93	-243.3	+290.2	1623.988	+ 24.05	- 39.8	+157.3
1303.675	-23.69	+31.5	+99.6	2327.679	+109.07	-259.0	+296.4	1563.090	+ 15.95	- 22.2	+148.6
1359.846	-12.87	+17.9	+102.6	2328.753	+109.42	-260.0	+296.8	1499.146	+ 6.40	- 9.8	+140.7
1400.372	- 7.17	+10.2	+108.0	2335.735	+110.46	-263.2	+298.2	1453.083	+ 0.43	- 6.3	+134.4
1473.788	+ 3.46	- 5.2	+118.8	2359.426	+113.62	-273.1	+304.1	1406.889	- 5.27	+ 7.6	+127.3
1529.322	+10.83	-16.9	+124.3	2384.491	+117.26	-285.3	+309.7	1355.183	- 12.70	+ 17.6	+121.2
1574.774	+17.56	-28.2	+130.5	2422.000	+121.82	-301.0	+320.1	1293.607	- 24.60	+ 32.5	+118.1
1632.667	+24.04	-40.0	+142.3	2453.862	+125.00	-313.0	+331.0				
1698.484	+31.23	-54.1	+155.9	2488.067	+128.39	-325.9	+342.2				

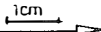
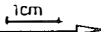


HOHEN	1 cm $\hat{=}$ 200 m		
EMBACHER	-s	1 mm $\hat{=}$ 3 mm	
HELMERT	+	1 mm $\hat{=}$ 3 mm	



Abbildung 6



Mit den Gleichungen 4.11, 4.01 und 4.3 wurden in Tabelle 1 für einige Talpunkte und Bergpunkte die Abstände  $\xi$  und  $d\xi$  berechnet. Aus den Werten in der Tabelle 1 sieht man, daß trotz der verhältnismäßig großen Punktabstände, welche die Berechnung der Horizontalgradienten verunsichern, die Übereinstimmung gut ist.

In Tabelle 2 wurden die Abstände  $\xi$  nach Gleichung 4.31 für 85 Punkte nach der Tabelle 12 der Arbeit von *K. Mader* [2], also von Bruck bis Heiligenblut des Tauernnivelements, berechnet und die so bestimmten orthometrischen Korrekturen denen von *Helmert* gegenübergestellt. Man sieht, daß eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung oben am Berg vorhanden ist, während in den Tälern Klaffungen bis zu 14 cm auftreten. Es zeigt sich hier, daß die *Helmert*-Korrekturen, so wie oben schon gezeigt wurde, nur mit den Hebungen und Senkungen, also mit dem Nivellementweg, korreliert sind. Auch die Spalten A und B der Tabelle 12 von *Mader*, in welcher die topographische Reduktion berücksichtigt wurde, zeigen keine bessere Übereinstimmung. Der Grund dafür ist darin zu suchen, daß bei der Reduktion außer der ohnehin sehr schwer erfaßbaren Topographie noch die unter der physischen Erdoberfläche befindliche Massenlagerung berücksichtigt werden sollte.

Ein Blick in die Österr. Karte 1 : 50 000 Nr. 153 zeigt, daß das Nivellement bis etwa zum Punkt 24 im tief eingeschnittenen Tal geführt ist, sich nachher über Bergkuppen hinzieht und nach dem Punkt 82 wieder ins Tal absinkt. Die  $\xi$ -Werte in Tabelle 1 und 2 bringen dies zum Ausdruck und zeigen den wesentlichen Unterschied zur Arbeit von *K. Mader*.

Abb. 6 bringt in übersichtlicher Form noch einmal graphisch die Tabellenwerte. Die Höhen der Nivellementpunkte, die orthometrische Korrektur nach *Helmert* und die nach Gleichung 4.31 berechneten  $\xi$ -Werte wurden im angegebenen Maßstab aufgetragen.

Während bisher die Berechnung der orthometrischen Korrektur, besonders wenn die Topographie berücksichtigt wurde, umfangreich und aufwendig war, ist die Bestimmung der Korrektur nach Gleichung 4.31 einfach. Es könnten auch lange Technische Nivellements auf diese Art reduziert werden, da nur Schweremessungen zusätzlich benötigt werden. Für untergeordnete Höhenbestimmungen wird die rohe Lattenhöhe genügen, da die orthometrischen Korrekturen für kürzere Abschnitte im allgemeinen nicht sehr groß sind.

#### Literatur

[1] *Embacher, W.*: Die Lotkrümmung und das Gravimeterversuchsfeld am Buschberg. Ö.Z.f.V., Wien 1965.

[2] *Mader, K.*: Die orthometrische Schwerekorrektur des Präzisions-Nivellements in den Hohen Tauern. Ö.Z.f.V., Sonderheft 15, Wien 1954.

[3] *Embacher, W.*: Ein Versuch, den gestörten Schwerevektor aus lokalen Gravimetermessungen zu bestimmen. D.Z.f.V. 1979 (im Druck).

## Ballonphotogrammetrie

Von *Gerhard Lubowski* und *Peter Waldhäusl*, Wien

### 1. Begründung für die Ballonphotogrammetrie heute

Ballonphotogrammetrie ist nichts Neues, im Gegenteil, sie gehört zu den Anfängen der Aerophotogrammetrie [1], [2]. In den Jahren nach dem Aufkommen der Flugzeuge ist sie mit Recht in Vergessenheit geraten. Die Flugzeugphotogrammetrie hat der Ballonphotogrammetrie völlig den Rang abgelaufen. Und wo die Flugzeuge zu große Bewegungsunschärfen verursachen bzw. zu kleine Bildmaßstäbe liefern, gibt es – allerdings nicht in Österreich – die Hubschrauberphotogrammetrie. Was spricht nun heute noch für die Ballonphotogrammetrie?

1. Für Luftaufnahmen benötigt man in aller Welt Genehmigungsverfahren, die umständlich sind und Zeit beanspruchen. Für das Steigenlassen eines Fesselballons braucht man in Österreich bis zu einer Flughöhe von 100 m keinerlei Bewilligung. Es gibt Länder oder Gebiete, wo man für Luftaufnahmen überhaupt keine Bewilligung bekommen kann, während man für die großmaßstäblichen, nahphotogrammetrischen Fesselballonaufnahmen keine benötigt.
2. Luftmeßbilder sind teuer. Ist das Interessengebiet für die Aufnahmen sehr klein und eine gute Amateurbildaufnahme statt einer Meßbildaufnahme vertretbar, erscheint der große Aufwand für Flugzeuge, deren Besatzung, deren teure Kameraausrüstung unter Umständen nicht gerechtfertigt.
3. Für die Aufnahme archäologischer Grabungsphasen über kleinen Gebieten ( $5 \times 5 \text{ m}^2$  bis  $100 \times 100 \text{ m}^2$ ) ist die Ballonphotogrammetrie ideal, weil sie im Wirkungsbereich des Grabungsleiters angeordnet und bei nächster Windstille durchgeführt werden kann.
4. Weitere kleinphotogrammetrische Aufgaben, wie Schotter- oder Sandgrubenvermessung, Korallenriffaufnahmen [3], Orthophotoherstellung für größtmaßstäbliche, bodenkundliche Detailaufnahmen kleinster Gebiete sind mit Ballonphotogrammetrie ohne weiteres lösbar.
5. Heute haben wir andere Möglichkeiten bei der Verwirklichung der Ballonphotogrammetrie, als weiland Sebastian Finsterwalder [1] oder Theodor Scheimpflug [2] um die Jahrhundertwende. Wir haben Kameras mit automatischem Filmtransport und automatischer Blendensteuerung, wir haben Funkfernsteuerungen und qualifizierte Auswertemethoden. Mit der inzwischen einsatzbereiten Generation analytischer Auswertegeräte ist die Auswertung von Aufnahmen mit Nicht-Meßkammern erleichtert.
6. Die Luftbildmessung von bemannten Flächenflugzeugen aus ist wegen der hohen Fluggeschwindigkeiten auf die Bildmaßstäbe kleiner als 1 : 2000 beschränkt. Von einer Feuerwehrlleiter aus 25 m über Grund mit einer

Stereomeßkammer (z. B. WILD C 120) Senkrechtaufnahmen herzustellen, ist auch nicht einfach und ergibt Bildmaßstäbe nur größer als 1 : 400. Die Ballonphotogrammetrie ist gerade in diesen Maßstabsbereichen einfach zu verwirklichen und kann die Bildmaßstabslücke zwischen Luftbildmessung und bodengebundenen Senkrechtaufnahmen gut überbrücken.

7. Auch in anderen Ländern wurde dies erkannt. So sind z. B. in Großbritannien [3], in den USA [4–8], in Japan [9] und Griechenland [10] in letzter Zeit ballonphotogrammetrische Aufnahmesysteme entwickelt, erprobt und eingesetzt worden.

Das Institut für Photogrammetrie der Technischen Universität Wien hat sich vor 5 Jahren die Aufgabe gestellt, einen Fesselballon mit Aufnahmesystem für jene Aufgaben bereitzustellen, für die die Ballonphotogrammetrie vernünftig und sowohl wirtschaftlich als auch technisch zielführend ist.

## 2. Die technischen Probleme bei der Ballonphotogrammetrie

Es klingt so einfach: Man kaufe einen Fesselballon und hänge daran eine Kamera, die man funkferngesteuert bedient. Wie groß muß man den Ballon wählen, damit er hinreichend tragfähig ist; was heißt hinreichend? Wie schwer ist die Kamera? Wie schwer sind die Leinen; welche Reißfestigkeit müssen sie haben? Wie „navigiert“ man einen Fesselballon über den Aufnahmeort? Wie kontrolliert man seine Flughöhe? Bis zu welcher Windgeschwindigkeit kann man arbeiten? Wie stellt man die Bildseiten parallel zur Streifenachse? Wie orientiert man die Aufnahmerichtung zum Nadir?

Die Aufzählung dieser Fragen genügt, um zu erkennen, daß es sich um eine ganze Reihe von miteinander verknüpften Problemen handelt. Bei der nun folgenden Beschreibung des 1977/78 realisierten Systems wird auf die genannten Fragen besonders eingegangen werden.

## 3. Beschreibung des Fesselballons

Wir verwenden einen französischen Fesselballon der Firma Delacoste, Typ B.C.V. D4, mit 15,3 m<sup>3</sup> Rauminhalt. Er besteht aus einer dauerhaften Perlongewebehülle in Signalorange und aus einer Gummiseele, die nur 1–3 Einsätze hält. Mit Wasserstoff gefüllt, hat er einen Auftrieb von 83 N.\*) Das ist hinreichend, um das 51 N schwere Kamerasystem und das Gewicht der 4 Positionsleinen von ca. 12 N pro 100 m Steighöhe zu tragen. Der Ballon hat die Gestalt einer plump-dicken Zigarre. Heckseitig befinden sich 4 Stabilisierungsflossen. Dadurch stellt sich der Ballon stets gegen den Wind und erhält wie ein Drachen zusätzlichen Auftrieb. Er bleibt auch einigermaßen ruhig in dieser Lage, wenn man das Seilverspannungssystem neu organisiert (Abb. 1).

\*) Der neuen Norm entsprechend geben wir alle Kräfte und „Gewichte“ in Newton (N) an.

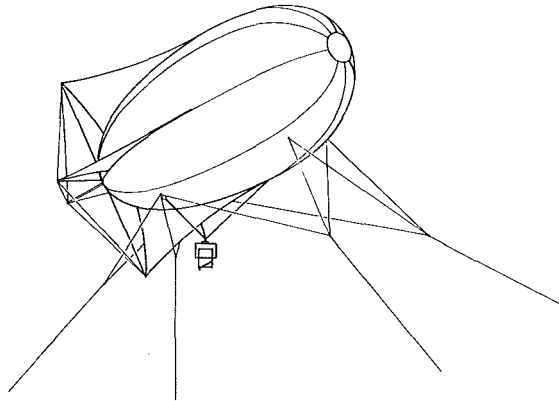


Abb. 1 Der Ballon und das Seilverspannungssystem.

Drei Halteleinen bilden eine etwa gleichseitige Pyramide, die vierte Leine (Meßleine) hängt lotrecht.

Die drei Halteseile bilden eine etwa gleichseitige Pyramide. Drei etwa 200 N schwere und zerlegbare Seilwinden aus Autofelgen dienen der Ballonsteuerung. Sie sind feststellbar. An jeder Winde muß ein Mann, idealerweise mit Sprechfunk ausgerüstet, nach dem Kommando des Einsatzleiters arbeiten. Das vierte, mit einer farbkodierten Meterteilung versehene Seil, welches auch weggelassen werden kann, hängt lotrecht über einem etwa 100 N schweren Lotstein und stabilisiert die Flughöhe über Grund.

Als Fesselleinen verwenden wir Teufelberger-Perlonleinen HA 25, 26 mN/m schwer. Die Bruchlast beträgt 1010 N. Damit die Befestigungsknoten die Bruchlast nicht auf 50% reduzieren, wurden die Enden mit Kunstharzkleber an Kauschen befestigt. Dadurch konnte eine Einsatzbruchlast von 800 N erzielt werden, was notfalls bis zu Windstärken von 15 m/s ausreichend sein müßte.

#### 4. Kamera und Kameragehäuse

Das Institut für Photogrammetrie verfügt über eine Hasselblad 500 EL/M mit Kassetten für 70 Aufnahmen 55×55 mm. Diese Kamera hat bereits elektromotorischen Antrieb, es mußte lediglich noch die Auslösung des Aufnahmezyklus über einen Servomotor vorgesehen werden. Als Objektiv haben wir das Distagon, ein Weitwinkel mit  $f = 50$  mm, eingebaut. Für besondere Präzisionsaufgaben wäre auch das (bei uns nicht vorhandene, aber erhältliche) verzeichnungsfreie Biogon,  $f = 60$  mm, das weltraumbewährte Zeiss-Meßobjektiv mit der Reseau-Version der Hasselblad, ohne Änderung der Aufhängung, einmontierbar. Für den Einbau ebenso geeignet wäre die Rolleiflex SLX mit Belichtungsautomatik (Blendensteuerung!).

Die Kamera wurde in einen quaderförmigen Kasten eingebaut. Er besteht aus einem Styroporkern, der an der Außenseite mit Sperrholz beplankt ist. An der Außenseite dieses Kastens befindet sich eine Zieleinrichtung, die durch einen weiteren Servomotor geschwenkt werden kann (Abb. 2).

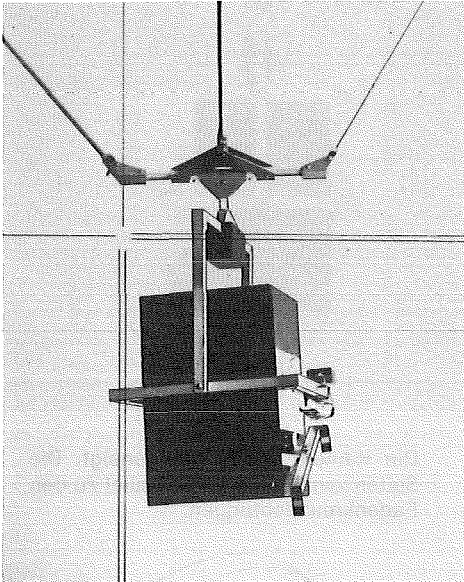


Abb. 2  
Der Kamerakasten mit seiner dreiach-  
sigen Aufhängung, durch ein Fernrohr  
gesehen. Rechts ist die Zieleinrich-  
tung (Schwenkarm) für die  $\varphi$ -Steue-  
rung sichtbar.

## 5. Die Steuervorrichtungen

Der Kamerakasten ist kardanisch in einem Aluminiumrahmen gelagert. Die drei Drehachsen gehen durch den Schwerpunkt, damit ein leichtes und exaktes Schwenken um Längs- und Querachse ( $\omega$  und  $\varphi$ ) mit Hilfe von Servomotoren möglich ist. Um die Hochachse ( $\kappa$ ) der Aufhängung kann die Kamera endlos mit einem Hochleistungselektromotor Micro T 03/15 (mit Silberkollektor und Golddrahtbürsten) gedreht werden. Dieser Motor ist nur 15 : 1 unter-  
setzt, was zu wenig gewesen wäre. Ein Zusatzgetriebe 1000 : 1 bewirkt nun ein sehr langsames Drehen (2 U/Min.). Der Motor wurde besonders sorgfältig entstört, damit die Fernsteuerung einwandfrei funktioniert. Für die Funkfernsteuerung wurde ein älteres Proportional-Digital-System „digitron-Multiplex“ adaptiert. Es verfügt über 6 Proportionalkanäle und hat 500 mW Ausgangsleistung. Es ist amplitudenmoduliert mit einer Trägerfrequenz von 27 MHz.

Dem Ausrichtprozeß liegt folgende Idee zugrunde: Der Ballon wird aus einer Entfernung von etwa dem Dreifachen der Flughöhe über Grund aus der Richtung der „Flugachse“ durch einen Theodolit mit möglichst großem Gesichtsfeld beobachtet. Mit Hilfe des  $\kappa$ -Motors wird die Aufhängung solange gedreht, bis die Quaderseite mit der erwähnten schwenkbaren Zielvorrichtung projizierend erscheint (Abb. 3).

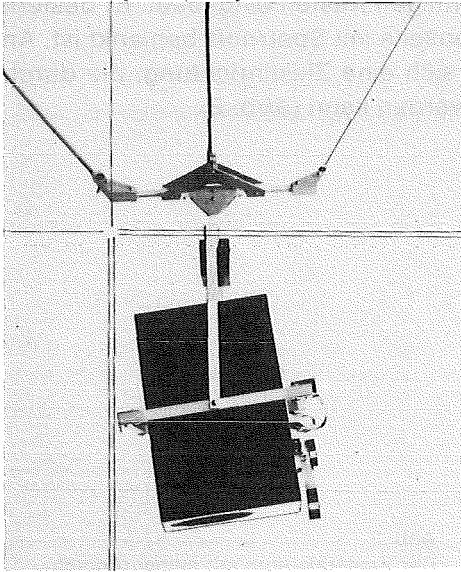


Abb. 3

Die Kamera wurde um die  $\kappa$ -Achse gedreht. Die beiden Seitenwände erscheinen projizierend.

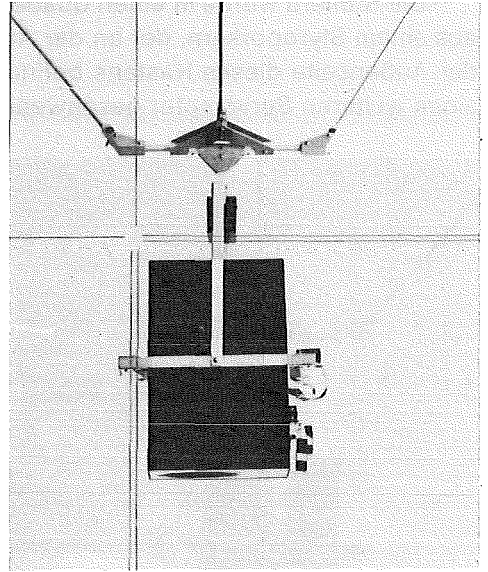


Abb. 4

Die Kamera wurde quergeneigt. Die Seitenwände sind nun parallel zu den Fadenzrichtungen.

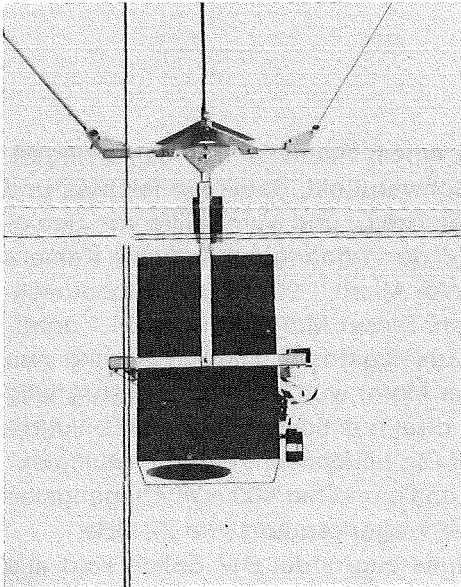


Abb. 5

Die Kamera wurde auch längsgeneigt. Kimme und Korn des Schwenkarmes sind in Koinzidenz.

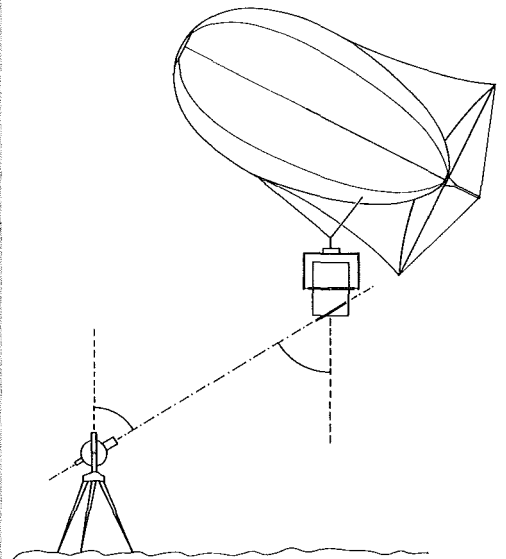


Abb. 6

Das Prinzip der Zenitdistanzübertragung. Die mit dem Theodolit beobachtete Zenitdistanz wird ferngesteuert auch an der Zielvorrichtung eingestellt.

Mit Hilfe der Proportionalsteuerung kann außerdem die Querneigung  $\omega$  neben dem Fadenkreuz direkt kontrolliert und eingestellt werden (Abb. 4).

Die dritte Raumdrehung,  $\varphi$ , kann vom Theodolit aus nicht ohne weiteres beobachtet werden. Dazu ist nun dieser seitliche Schwenkarm nötig. Mit Hilfe des eingebauten Steuerservos wird die am Theodolit beobachtbare Zenitdistanz auf den Schwenkarm übertragen (Abb. 6) und die ganze Kamera dann solange um die  $\varphi$ -Achse gedreht, bis die zwei Zielmarken am Schwenkarm wie Kimme und Korn im Fernrohr hintereinander erscheinen (Abb. 5). Wenn nun die Kamera ruhig hängt, kann ausgelöst werden.

Wir haben bisher nichts über die Steuerung der Flughöhe sowie über die der Aufnahmeposition erwähnt. Als zweckmäßigstes Hilfsmittel für die Positionssteuerung haben wir ein Dachlot WILD eingesetzt. Solange wir noch keine vierte Leine verwendet haben, mußte die Flughöhe über die Entfernung Fußpunkt–Theodolit oder die Schrägentfernung Ballon–Theodolit (Eumig-Distanzmessung) und über die beobachtbaren Zenitdistanzen gerechnet und gesteuert werden. Dieser Prozeß war so schwerfällig, daß wir heute entweder nur mit auf 5% genäherten Flughöhen oder besser mit der vierten Leine arbeiten, die die Flughöhe fixiert und auch die Fluglage durch Vergleich mit Schnurloten kontrollieren läßt.

## 6. Praktische Einsätze des Systems

Wir haben mit dem Ballon bis Ende 1979 sieben Einsätze geflogen, davon waren vier für das Archäologische Institut der Universität Wien. Von einem Rundtheater auf dem Pfaffenberg bei Deutsch-Altenburg, wo W. Jobst im Rahmen einer Notgrabung das Kapitol von Carnuntum ausgräbt, erhielten wir hervorragend scharfe Detailaufnahmen (Abb. 7). Störend war während der Aufnahme lediglich der auf dem Pfaffenberg stets stark wehende Wind. Andere Aufnahmen stellten wir von der Palastruine, vom Legionslager sowie zuletzt von einer Grabung in der Lagersiedlung in Carnuntum her (Abb. 8).

Für die Aufnahme weniger Modelle ist ohne weiteres ein halber Arbeitstag ausreichend. Die Vorbereitungen und der Start nehmen 1 Stunde in Anspruch. An Personal werden 4–6 Mann benötigt. Für ein eingespieltes Team genügen 20 Minuten pro Aufnahme. Für das Einziehen und Verpacken der Gesamtausrüstung soll man wieder etwa 1 Stunde rechnen. Oft stehen insbesondere für wissenschaftliche Arbeiten Studenten als Hilfsmannschaft zur Verfügung, so daß die relativ hohen Personalkosten nicht mehr so stark ins Gewicht fallen. Die Materialkosten für einen Start sind auf die für die 3 Flaschen Wasserstoff und eventuell eine Ballonseele beschränkt.

Wir haben unseren Gesamtaufwand mit jenem für die Aufnahme und Auswertung von Großformatluftmeßbildern verglichen. Aus diesem Vergleich folgt, wie vorauszusehen war, daß sich die Ballonphotogrammetrie nur dann



Abb. 7 Ballonaufnahme archäologischer Ausgrabungen auf dem Pfaffenberg aus 20 m Flughöhe. Das im Zentrum eingetragene Quadrat gibt den Nadirdistanzbereich für  $\varphi$  bzw.  $\omega$  von 5 gon an. Das mittlere der neun abgebildeten Paßpunktsignale liegt innerhalb dieses Quadrates, womit die Aufnahmen auch analog ausgewertet werden können.

lohnt, wenn das Aufnahmegebiet sehr klein ist und nur sehr wenige Modelle auszuwerten sind. Vom wirtschaftlichen und arbeitstechnischen Standpunkt aus wäre die Hubschrauberphotogrammetrie vorzuziehen, aber auch nur dann, wenn sie mit Großformatluftmeßbildkammern durchgeführt wird. Ausschlaggebend für die relative Unwirtschaftlichkeit des Hasselblad-Ballonphotogrammetrie-Verfahrens ist nicht nur der große Personalaufwand bei der Aufnahme und die Windabhängigkeit, sondern vor allem die Kleinheit des Bildformates und die damit zusammenhängenden großen Kosten bei der Auswertung der vielen Aufnahmen für ein größeres Gebiet. Für Einzelaufnahmen oder für die Aufnahme ganz kleiner Gebiete bleibt die Ballonphotogrammetrie jedoch eine echte Alternative.



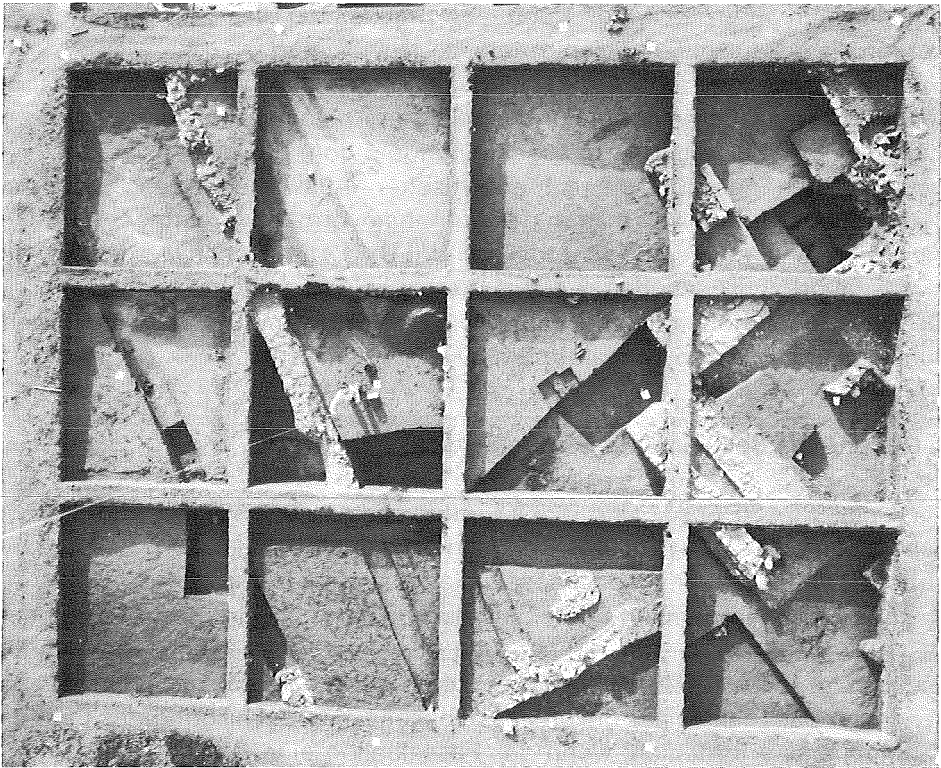


Abb. 8

Ballonaufnahme von einer Flächengrabung in der Lagersiedlung (Canabae) in Carnuntum.  
Flughöhe 25 m, c = 50 mm, Ausschnittvergrößerung.

## 7. Die Auswerteverfahren

Für die Auswertung muß man unterscheiden, ob linienhaftes Detail graphisch ausgewertet werden soll oder ob eine punktweise numerische Auswertung ausreicht. Im ersten Fall empfiehlt sich eine Auswertung in drei Arbeitsschritten, im anderen Fall genügen die ersten beiden dieser Schritte.

Der erste Schritt umfaßt – eine gute Vorbereitung ist in der Photogrammetrie selbstverständlich – die Bildkoordinatenmessung am Stereokomparator. Gemessen werden die Bildecken als Rahmenmarken, die Paßpunkte und die erforderlichen Verknüpfungspunkte zu Nachbarmodellen sowie andere gewünschte Einzelpunkte.

Beim zweiten Schritt werden die Elemente der inneren und äußeren Orientierung und alle unbekanntene Neupunkte mit Hilfe des Programmsystems ORIENT [12] berechnet.

Als dritter Schritt werden die errechneten Orientierungselemente am Analogauswertegerät eingestellt, so daß die Orientierungsarbeit dadurch auf

ein Minimum reduziert wird. Nach der Einpassung der Zeichenunterlage werden die gewünschten Linien graphisch ausgewertet.

Das Auswerteverfahren entscheidet über die maximal zulässige Größe der Längs- und Querneigung. Für die heutigen Analogauswertegeräte beträgt diese Toleranz für  $\varphi$  und  $\omega$  im allgemeinen je 5 gon. Für die Auswertung mit Komparatoren oder für die mit analytischen Auswertegeräten fällt diese Bedingung weg, womit sich auch der Aufnahmevorgang vereinfacht.

Wir haben auch Orthophotos am WILD OR1 hergestellt, die für die Archäologen von besonders hohem Wert sind. Als Ausgangsinformationen für die Orthophotoherstellung haben wir nur unregelmäßig verteilte Höhenpunkte mit dem Stereokomparator WILD STK1 gemessen.

## 8. Gesetzliche Bestimmungen in Österreich

Gemäß § 130 Abs. 1 und 2 des Luftfahrtgesetzes BGBl. Nr. 253/1957 in der Fassung des Artikels III des Bundesgesetzes BGBl. Nr. 238/1975 sind die Luftbildaufnahmen von einem Fesselballon aus nicht bewilligungspflichtig.

Das Steigenlassen von Fesselballons ist gemäß § 128 des Luftfahrtgesetzes 1957 innerhalb von Sicherheitszonen der Flughäfen ohne Genehmigung des Bundesamtes für Zivilluftfahrt verboten. Außerhalb dieser Sicherheitszonen ist für das Steigenlassen von Fesselballons eine Bewilligung des Landeshauptmannes erforderlich, wenn der Fesselballon eine Steighöhe von mehr als 100 m ermöglicht. Für den Betrieb in Höhen von 150 m über Grund aufwärts oder innerhalb des Schutzbereiches eines Zivilflugplatzes ist außerdem die Bewilligung des Bundesamtes für Zivilluftfahrt einzuholen.

Solange also nur Ballonflughöhen von 100 m über Grund benötigt werden, gibt es kaum gesetzliche bzw. verwaltungstechnische Hindernisse.

### Zusammenfassung

Am Institut für Photogrammetrie der TU Wien wurde ein Fesselballonsystem für die Photogrammetrie so zusammengestellt, daß die  $\kappa$ -,  $\varphi$ - und  $\omega$ -Bewegungen der Kamera ferngesteuert und von einem Theodolit aus kontrolliert werden können. Es werden Nadirdistanzen kleiner als 5 gon erzielt, so daß die Bilder an Analoggeräten ausgewertet werden können. Das System überbrückt die Maßstabslücke zwischen Luft- und Erdbildmessung. Verwendet wird ein 15,3 m<sup>3</sup> Fesselballon Delacoste BCV D4, Paris, der mit Wasserstoff oder Helium gefüllt werden kann. Die Kamera ist eine Hasselblad 500 EL/M mit 50-mm-Objektiv. Bisher wurden nur Einsätze für archäologische Vermessungen geflogen. Von den Bildern wurden Strichpläne 1 : 50 und 1 : 20 am JENAer Topocart hergestellt.

Die Auswertung erfolgt dreistufig: Stereo-Komparatormessung der Bildkoordinaten; Berechnung der Elemente der inneren und äußeren Orientierung mit Hilfe des Programmsystems ORIENT; Einstellung dieser Elemente am Analogauswertegerät und graphische Linienauswertung. Es wurden auch Orthophotos am WILD OR1 hergestellt, wobei man unregelmäßig verteilte Höhenpunkte, gemessen am Stereokomparator, verwendet hat. Das System ist nur für wenige,

sehr großmaßstäbliche Aufnahmen (1 : 200–1 : 2000) sehr kleiner Gebiete von etwa einem halben Hektar Fläche wirtschaftlich.

### Summary

At the Institute for Photogrammetry of the Technical University of Vienna, a tethered balloon system for photogrammetry has been put together thus, that the  $\kappa$ ,  $\varphi$  und  $\omega$  motion of the camera can be remotely controlled by theodolite and radio. The nadirdistances result smaller than 5 gon, so that the photos can be restituted using analog instruments. The system bridges the scale gap between aerial and earthbound photogrammetry. A 15.3 m<sup>3</sup> tethered balloon Delacoste BCV, D4, Paris, has been used which can be filled with hydrogen or helium.

The camera is a Hasselblad 500 EL/M with 50 mm objective. Sorties have been flown until now only for archaeological surveys. From the pictures line plans 1 : 50 and 1 : 20 have been plotted at the Jena Topocart.

The restitution has been done in three steps: Measurement of the photo coordinates with a stereocomparator; computation of the elements of the interior and exterior Orientation by means of the computer program system ORIENT; introduction of those elements into the analog plotter and graphical line plotting.

Also Orthophotos have been made with the WILD OR1 using random height information measured with the stereocomparator.

The system is economical only for a few very large scale photos (1 : 200–1 : 2000), and for very small areas of about one acre.

### Literatur

[1] *Finsterwalder, S.*: Photogrammetrische Aufnahmen von Höhenkarten von Luftballonen aus. Illustrierte Aeronautische Mitteilungen 4, Straßburg, 1900.

[2] *Krames, J.*: Scheimpflugs Panoramenapparate. In: Theodor Scheimpflug. Sonderheft 16 der Österr. Zeitschrift für Vermessungswesen Wien, 1956, S. 64–68.

[3] *Carson, J.*: Standphotos aus der Luft. Vermessungstechnische Rundschau 29, 1967, S. 277–278.

[4] *Rützler, K.*: Photogrammetry of reef environments by helium balloon. In: Coral reefs research methods. D. R. Stoddart and R. E. Johannes eds. Monography on oceanographic methodology 5, UNESCO, Paris, 1918.

[5] *Whittlesey, J.*: Bipod Camera Support. Photogrammetric Engineering 32, 1966, S. 1005 bis 1010

[6] *Whittlesey, J.*: Tethered balloon for archaeological photos. Photogrammetric Engineering 36, 1970, S. 181–186.

[7] *Whittlesey, J.*: A Multiband Camera for Archaeology. Photogrammetric Engineering 38, 1972, S. 817–819.

[8] *Whittlesey, J.*: Another Multiband Camera for Archaeology. Photogrammetric Engineering 41, 1975, S. 731–733.

[9] *Foramitti, H.*: Kulturgutkarten. Tagung „Großmaßstäbliche Kartierung mit modernen photogrammetrischen Methoden“. Székesfehérvár, Oktober 1979.

[10] *Albanis, T.*: Ballonphotogrammetrie, Diplomarbeit, Technische Universität Athen, 1975.

[11] *Lubowski, G.*: Ballonphotogrammetrie. Konstruktion und praktische Erprobung einer Kameraaufhängung. Diplomarbeit, Technische Universität Wien, 1978.

[12] *Kager, H.*, und *Kraus, K.*: Gemeinsame Ausgleichung photogrammetrischer, geodätischer und fiktiver Beobachtungen. Geowissenschaftliche Mitteilungen der Technischen Universität Wien, Heft 8, Juli 1976, S. 113–133.

## Mitteilungen, Tagungsberichte

### 37. Photogrammetrische Woche 1979 in Stuttgart

Dem in den letzten Jahren eingeschlagenen 2-Jahres-Rhythmus folgend, fand die diesjährige Photogrammetrische Woche vom 24. bis 28. 9. 1979 statt. Die Leitung dieser, um es gleich vorwegzunehmen, äußerst gelungenen Veranstaltung, oblag dem bewährten Team Prof. Dr.-Ing. F. Ackermann, Universität Stuttgart und Prof. Dr.-Ing. H.-K. Meier von der Firma Carl Zeiss, Oberkochen.

Welche Bedeutung dieser Veranstaltung zukommt, zeigt die Teilnahme von 236 Fachkollegen aus 35 Ländern.

Nach der Begrüßung erhielt Dr.-Ing. J. Sievers für seine Arbeit „Probleme bei der Schwärzungsmessung in Luftbildern“ (siehe Bildmessung und Luftbildwesen, Heft 5, 1978) aus den Händen von Dipl.-Ing. F. Brunthaler den Hansa-Luftbild-Preis 1978. Im anschließenden Eröffnungsreferat gab H.-K. Meier einen historischen Überblick über die Zielsetzung, die Organisatoren und die Austragungsorte der bisherigen Photogrammetrischen Wochen.

Für die diesjährige Veranstaltung waren von den Organisatoren folgende 3 Themenkreise ausgewählt worden:

1. Analytische Photogrammetrie.
2. Photogrammetrische Beiträge zu Landinformationssystemen.
3. Photogrammetrie aus dem Weltraum – Reihenmeßkammer im Spacelab-Experiment.

Dazu kamen noch 4 Kurzberichte der Veranstalter über neue Entwicklungen und Untersuchungen, der nun schon obligate Vortrag aus dem Themenbereich Informatik und gruppenweise Demonstrationen zu analytischen Arbeitsverfahren in der Photogrammetrie.

J. A. Jensen (Darmstadt) eröffnete die Vortragsfolge mit einem Bericht über METEOSAT. Dieser 1977 gestartete Satellit ist einer von 5 geostationären, mit Radiometern ausgestatteten Flugkörpern des Global Atmospheric Research Programme. In sehr anschaulicher Art wurde demonstriert, wofür Meteorologen die Satellitenbilder unserer Erde, die alle 30 Minuten aufgenommen werden, verwenden und wie die Auswertung dieser Daten erfolgt. Daneben zeigte Jensen, wie die rasche Aufnahmefolge der Bilder zur Sichtbarmachung dynamischer Vorgänge auf der Erdoberfläche und in der Atmosphäre genutzt werden kann, wodurch Grundlagen für Aussagen verschiedener Erdwissenschaften geschaffen werden.

Den eigentlichen photogrammetrischen Auftakt der Veranstaltung bildeten die 4 Kurzreferate der Veranstalter. Im ersten Beitrag zeigte H. Klein (Stuttgart) mit den Ergebnissen verschiedener Berechnungsvarianten des Blockes Appenweier in eindrucksvoller Art, welche Resultate bei einer Bündelblockausgleichung mit zusätzlichen Parametern erzielbar sind. Mit diesen Untersuchungen wurde neuerlich bestätigt, daß die Korrektur systematischer Fehler in einem Bündelblockprogramm integriert sein muß und daß dadurch sowohl die mittleren als auch die maximalen Fehler bei der Ausgleichung erheblich reduziert werden können. Ende dieses Jahres soll das in FORTRAN IV auch für Minicomputer, d. h. 16-Bit-Rechner, geschriebene Stuttgarter Bündelblockprogramm PAT-B als operationelles Programm vorliegen. Aufgrund verschiedener Diskussionsbeiträge zu diesem Vortrag soll dem auf dem Gebiete der Entwicklungen von Bündelprogrammen vielleicht nicht so informierten Leser nicht verschwiegen werden, daß ähnliche Programme auch an anderen Stellen entwickelt wurden.

Mit 2 neuen Geräteentwicklungen der Firma Carl Zeiss beschäftigten sich die beiden Referate von R. Schwebel (Oberkochen). Nach einer Zeit der Stagnation gewinnen Digitale Höhenmodelle zusehend an Bedeutung. Die Möglichkeit, diese Informationen für die Ableitung von Steuerdaten digital betriebene Orthophotogeräten zu benutzen, hat die Entwicklung des DTM-3 sicherlich beeinflußt. Von Zeiss existiert bekanntlich mit dem DTM-1 ein Bauteil, der eine

rasterförmige Messung Digitaler Höhenmodelle in Verbindung mit dem Ecomat 11 und dem Auswertegerät Planimat D-2 gestattet. Zu dem seit 1976 auf dem Markt befindlichen Datenerfassungs- und Übertragungsgerät Ecomat 12 wurden nun die neue Meßeinrichtung DTM-3, die einige Verbesserungen und Erweiterungen gegenüber dem DTM-1 besitzt, für die Analogauswertegeräte Planimat und Planicart entwickelt. Damit verfügt auch das Kartiergerät Planicart über eine Einrichtung, die eine rasterförmige Höhenauswertung auf wirtschaftliche Art erlaubt.

Bei der zweiten Geräteneuentwicklung handelt es sich um das Punktübertragungsgerät PM-1.\* Aus konstruktiven Gründen hat man sich bei Zeiss auf eine „konventionelle“ Freihandbewegung der Bilder im Modellbereich entschieden. Meiner Meinung nach ist diese Lösung nicht optimal. Bedenkt man, daß die Punktmarkierung z. B. in Orthophotovorlagen, die bei Farbfilmmaterial meist auch die Bildoriginale darstellen, zu erfolgen hat, so ist durch die Freihandführung die Gefahr einer Bildbeschädigung relativ groß. Trotz dieser Einschränkung sollen die folgenden stichwortartig aufgezählten Gerätedetails – Zoom-Objektive, Dove-Prismen für individuelle oder gemeinsame Bilddrehungen, 4 verschieden große Meßmarken, die jeweils als Schwarz- oder als Leuchtmarken zur Verfügung stehen, X- und Y-Parallaxenbeseitigungsmöglichkeiten für beide Bilder – zeigen, daß dieses Gerät einen festen Platz im photogrammetrischen Alltagsprozeß einnehmen wird und damit ein wichtiger Baustein innerhalb des Produktionsprogrammes für analytische Photogrammetrie hoher Präzision der Firma Zeiss geschaffen wurde.

Im letzten der 4 Kurzreferate berichtete D. *Hobbie* (Oberkochen) über das Zeiss AS-Programmsystem. Nachdem das Echo der Planicompbenutzer und den dazu erstellten Programmen hinsichtlich der Meßunterstützung und einer unmittelbaren Datenprüfung durch einen Minicomputer äußerst positiv ist, lag es nahe, Programme zu entwickeln, die ähnliche Möglichkeiten für Arbeiten an Mono- und Stereokomparatoren sowie an Analogauswertegeräten bieten. Mit den Programmen PK-AS, PSK-AS und PLANI-AS bestehen für den Auswerter Möglichkeiten, den Arbeitsablauf interaktiv zu beeinflussen. Dadurch können erkannte Meßfehler, solange sich das Bildmaterial noch im Gerät befindet, durch Wiederholungsmessungen behoben werden. Während die Programmversion für den Monokomparator seit Anfang 1979 vorliegt, sollen PSK-AS und PLANI-AS Anfang des nächsten Jahres verfügbar sein.

Der gegenwärtige Leistungsstand und die Erfahrung mit dem Planicomp C 100 waren Gegenstand der Berichte von D. *Hobbie* (Oberkochen), M. *Strerath* (Hannover), W. *Rose* (Olpe), H. *Ebner* (München) und K. *Zippelius* (München). Als Vertreter des Geräteherstellers berichtete *Hobbie*, daß seit der Vorstellung des Gerätes beim XIII. Kongreß für Photogrammetrie im Jahre 1976 etwa 30 Geräte in mehr als ein Dutzend Länder ausgeliefert wurden. Gegenüber dem Prototyp wurden bei den Seriengeräten einige kleinere Umstellungen vorgenommen, die zu einer weiteren Erhöhung der Betriebssicherheit führten und teilweise aus fertigungstechnischen Gründen notwendig waren. Eine wesentliche Leistungssteigerung ergab sich seit Helsinki auf seiten des Rechners. Hewlett Packard hat inzwischen neben den Namen für den Rechner, den Prozessor, einige Peripheriegeräte und das Betriebssystem so geändert und verbessert, daß die Rechenzeitverhältnisse beim Betrieb des Planicomp zwischen der des Prototyps und der der derzeitigen Seriengeräte bei etwa 3 : 1 liegen. Nicht uninteressant war die Erwähnung, daß praktisch alle Geräteauslieferungen nicht mit den betriebsnotwendigen 32 K-Worten, sondern mit mindestens 64 K-Kernspeicher beim Rechner erfolgen. Das bereits bisher umfangreiche Software-Angebot für die photogrammetrischen Normalanwendungen wurde zwischenzeitlich erweitert und aufgetretene Mängel und Fehler behoben.

Für den Bereich Landesvermessung galt der Bericht von M. *Strerath*, der von W. *Lichtner* vorgetragen wurde. Die wesentlichen Einsatzbereiche des Planicomp bei dieser Behörde sind Aerotriangulation für Kataster- und Höhenauswertungen, Höhenauswertungen mit Kotenpausen für die DGK 5 und Koordinatenbestimmungen für Flächenermittlungen und Streckenkontrollen. Gegenwärtig überlegt man in Hannover, ob neben dem Planicomp und einem Monokomparator

\* Die Markierung der künstlichen Punkte erfolgt dabei über beheizte, kegelstumpfförmige Nadeln.

PK-1 nicht auch noch ein Planimat an den HP-Rechner angeschlossen werden kann. Neben sehr positiven Aspekten wurden Schwierigkeiten, die man mit dem Zeichentisch DZ-6 hatte, erwähnt. So kam es bei on-line-Kartierungen zu Versetzungen in Größenordnungen bis zu 10 mm.

In dem Vortrag von Rose beeindruckte der Hinweis, daß die Anlaufzeit für den produktiven Einsatz des Gerätes nur 1 Monat betrug. Damit man in so kurzer Zeit wirklich arbeiten konnte, ging der Geräte- eine entsprechende Personalinvestition voraus. Diese umfaßte ein spezifisches Training der Auswerter in Richtung Datenverarbeitung und die Bereitstellung erfahrenen Personals zur Unterstützung der Operateure. In diesem Ingenieurbüro wurde das Planicom bisher ausschließlich für die Bearbeitung von Aerotriangulations- und Orthophotoprojekten eingesetzt. Die Leistungsfähigkeit moderner photogrammetrischer Geräte dokumentieren die angeführten Leistungszahlen. In 18 Monaten wurden an einem Planicom fast 4000 Modelle trianguliert und weiters Bildkoordinaten- und Geländehöhenmessungen für 1700 Orthophotos vorgenommen. Die Orthoherstellung erfolgte im off-line-Wege mit dem Programm SORA-OP und dem Orthoprojektor Wild Avioplan OR 1.

Der Einsatz des Planicom in Lehre und Forschung war Gegenstand der Ausführungen von H. Ebner. Abgesehen von Demonstrationen am Gerät, die allen Studierenden des Vermessungs- und Bauingenieurwesens sowie der Architektur angeboten werden, wurde das Gerät bisher zu Messungen im Rahmen von Diplomarbeiten eingesetzt. Ab 1980 wird es in München eine Vertieferrichtung „Photogrammetrie und Kartographie“ geben. Für Hörer dieses Studienzweiges ist eine vermehrte Beschäftigung in theoretischer und praktischer Hinsicht mit analytischen Auswertegeräten vorgesehen. Von den berichteten Forschungsarbeiten seien zwei herausgegriffen, die Aussage über die Hard- bzw. Softwarequalität des Gerätes geben. Der Vergleich der Resultate eines Bündelblockes mit Selbstkalibrierung, der einmal an einem Stereokomparator und eben an dem C-100 gemessen wurde zeigt, daß die Komparatormessungen nur um ca. 10–20% günstigere Ergebnisse liefern. Beim Einsatz des Planicom für Sonderanwendungen und in der terrestrischen Photogrammetrie erscheint eine Verallgemeinerung der bestehenden Orientierungsprogramme als notwendig und sinnvoll.

Aus dem Bericht von K. Zippelius über die Verwendung des C-100 bei der Flurbereinigung sei auf ein kombiniertes photogrammetrisches-terrestrisches Verfahren zur Festlegung und Vermessung der Grenzen des Wege- und Gewässernetzes verwiesen. Dabei wird die Möglichkeit eines analytischen Stereoauswertegerätes genutzt, koordinativ gegebene Punkte und Grenzlinien im Modell an- und nachzufahren, wodurch die endgültige Festlegung und Koordinatengewinnung dieser Grenzen auf photogrammetrischem Wege erfolgen kann.

Den Abschluß der Erfahrungsberichte mit analytischen Auswertegeräten bildeten die Ausführungen von R. Mullen (Reston, Va), der über die Situation beim US Geological Survey (USGS) berichtete. Dieser Vortrag unterschied sich, was den Umfang an Erfahrung betraf, doch wesentlich von den vorangegangenen Ausführungen. Bekanntlich ist das USGS eine Organisation mit ca. 12 000 Beschäftigten, von denen wiederum 1600 zur Abteilung Topographie gehören. Diese Institution arbeitet seit 6 Jahren mit analytischen Stereoauswertegeräten, und gegenwärtig verfügt man über 6 solcher Systeme. Ende dieses Jahres sollen 3 weitere geliefert werden. Das vorhandene Instrumentarium stammt ausschließlich von OMI, das mit Modcomp-Rechnern ausgestattet ist. Bei den neuen Plottern handelt es sich um Geräte mit der Bezeichnung Autophot, die von der kanadischen Firma Systemhouse hergestellt werden und jeweils mit einer PDP-11/34 als Steuerrechner ausgerüstet sind. Aus dem Tätigkeitsbericht erscheint die Tatsache erwähnenswert, daß bei Arbeiten, die ausschließlich an analytischen Stereoauswertegeräten abgewickelt werden, beim USGS auf eine physische Punktmarkierung verzichtet wird. Abschließend berichtete Mullen noch über Auflösungstests. Aufgrund der daraus resultierenden Ergebnisse kam man beim USGS zur Ansicht, daß die derzeitige Schwachstelle im photogrammetrischen Produktionsablauf auf dem Sektor der Aufnahmekameras liegt. Um die Möglichkeiten, die analytische Stereoauswertegeräte und Filmemulsionen bieten, voll ausschöpfen zu können, müßten bessere Kameras entwickelt werden. Als derzeitiges Ziel sollte bei 15 cm Brennweite und

einem Bildmaßstab von ca. 1 : 80000 eine Geländeauflösung von 30 bis 60 cm erreichbar sein.

Wie seine Vorredner, so beschäftigte sich auch B. *Markarović* (Enschede) mit dem Analytical Plotter. Die Aspekte, die er in seiner bekannt ruhigen und sachlichen Art aufwarf, unterschieden sich jedoch von den bisher behandelten. Nach einem ausgezeichneten Überblick der Stufen und Phasen eines möglichen Überganges von einem photogrammetrischen Analogstereoauswertegerät zu einem analytischen Auswertesystem folgte eine geordnete Informationssammlung der System-Aspekte dieser Geräte. Das ständig steigende Geräteangebot, ihre neuartigen Möglichkeiten, aber auch ihre Beschränkungen und Anforderungen sowie die hohen Anschaffungskosten sind Grund genug, kritisch die einzelnen Produkte miteinander zu vergleichen. Dazu zeigte *Markarović*, wie ein „Techniker“ anhand eines angegebenen Bewertungsverfahrens zu einer Produktreihung kommen kann.

Im letzten Vortrag zum Themenkreis Analytische Photogrammetrie referierte F. *Ackermann* (Stuttgart) über die Genauigkeit Digitaler Höhenmodelle (DHM). Für das DHM eines Testgebietes konnte er anhand empirischer Untersuchungen eine Beziehung für den mittleren Höhenfehler eines beliebig interpolierten Punktes angeben. Dieser Fehler hängt danach vom durchschnittlichen (repräsentativen) Stützpunktabstand der Geländeaufnahmen, einem Proportionalitätsfaktor  $\alpha$ , der wieder von der Geländeklasse und vom Geländetyp abhängig ist und dem Meßfehler  $\beta$  der Geländeaufnahme ab. Eingehend wurde danach das Problem der „Qualifizierten Ausdünnung“ behandelt. Mit solchen Methoden können entsprechend den Geländebeziehungen Datenreduktionen vorgenommen werden, wobei trotz eines Minimums an Punkten digitale Höhenmodelle mit hervorragender Genauigkeit erreichbar sind. Diese Tatsache wird man sicherlich bei der Errichtung von Geländedatenbanken berücksichtigen, will man nicht unnötig viel Daten archivieren.

Im Informatikbeitrag behandelte H. *Müller* (Erlangen) den „Parallelismus“ mit seinen Auswirkungen auf die Datenverarbeitung. Bisher werden in Programmen sequentielle Algorithmen für Problemlösungen formuliert und auch die Abarbeitung durch die Hardware verläuft vorwiegend auf diese Art. Dadurch wird aber ein Großteil aller Operationen für den Datentransport bzw. für die dadurch notwendige Zwischenspeicherung benötigt. Die physikalischen Grenzen beim Datentransport und damit bei der Datenverarbeitung liegen unter Berücksichtigung der obigen Ausführungen in der endlichen Ausbreitungsgeschwindigkeit elektromagnetischer Wellen. Der Vorteil des Parallelismus besteht nun darin, daß Teile einer Datenverarbeitungsaufgabe abgespalten und parallel von einem oder mehreren Rechnern bearbeitet werden. Die sich daraus ergebenden Vorteile hinsichtlich einer Geschwindigkeitssteigerung der Datenverarbeitung liegen auf der Hand. Welche Schwierigkeiten jedoch in der Steuerung paralleler Datenverarbeitungsprozesse liegen, wurden in dem Vortrag angedeutet. Mit Interesse darf man die Lösung dieser Probleme und ihre Auswirkung auf die EDV erwarten.

Der nächste Themenkreis der Veranstaltung – photogrammetrische Beiträge zu Landinformationssystemen – wurde durch den Vortrag von J. *Albertz* (Darmstadt) eingeleitet. Nachdem man derzeit, wie es den Anschein hat, noch darüber uneinig ist, ob es überhaupt verschiedene Landinformationssysteme oder nur ein einziges Landinformationssystem gibt (siehe z. B. Beiträge des Heftes Nr. 3/1979 dieser Zeitschrift), war der erste Teil der Ausführungen, in dem sich *Albertz* mit der Begriffsbestimmung beschäftigte, sehr wertvoll. Nach Meinung des Referenten existieren innerhalb so eines Informationssystems 3 Gruppen von Daten: physikalische, konventionale und sozio-ökonomische. Damit überhaupt von einem Informationssystem gesprochen werden kann, muß über die Datenverarbeitung eine Informationsgewinnung möglich sein, die entweder den gegenwärtigen Zustand beschreiben, eine Prognose liefern oder aber Veränderungen aufzeigen kann. In der Folge wurden Möglichkeiten der Photogrammetrie bei der Realisierung dieser Thematik angegeben, um mit wärenden Bemerkungen aus „menschlicher“ Sicht zu so einem Informationssystem zu schließen.

Welche Hauptkomponenten das landbezogene Informationssystem der atlantischen Provinzen Kanadas beinhalten, welchen Stand der Realisierung dieses 1973 begonnene System

inzwischen erreichte und welche Erfahrungen man mit diesem Instrument bisher erzielen konnte, war Gegenstand der Ausführungen von W. F. Roberts (Fredericton).

Anhand sehr vieler Dias zeigte R. Mühlfeld (Hannover) Beispiele, wie Bilder verschiedener Sensoren durch bloße Betrachtung zur direkten oder indirekten Gewinnung gesuchter Informationen bei Erdwissenschaften eingesetzt werden.

Mit dem letzten Themenkreis – Photogrammetrie aus dem Weltraum – wurde sicherlich ein Großteil der Veranstaltungsteilnehmer auf Möglichkeiten und Probleme aufmerksam gemacht, die bisher bestenfalls aus der Literatur bekannt waren. Das europäische Weltraum-Fernerkundungsprogramm war Gegenstand der Ausführungen von G. Konecny (Hannover). In einer auf die Probleme der Fernerkundung ausgerichtete Übersicht wurden alle wichtigen Details der bisherigen und der geplanten Weltraummissionen der USA und der UdSSR angeführt. Von den seitens der European Space Agency (ESA) betriebene Aktivitäten sei nur das Experiment „Photogrammetrische Kamera“ erwähnt, das im NASA Spacelab-Programm zur Durchführung gelangen soll. In diesem Zusammenhang gab Konecny einen interessanten Leistungsvergleich der Erkundungssensoren-Multispektralabtaster, Radarsystem und Reihenmeßkammer. Was die geometrische Auflösung betrifft, fällt dieser Vergleich eindeutig zugunsten der photogrammetrischen Kamera aus. An dieser Stelle wurde jedoch auch, wie dies bei den Ausführungen von Mullen erwähnt wurde, auf notwendige Entwicklungsarbeiten bei den Kameras – z. B. Bewegungskompensation – hingewiesen. Wie weit der abschließend angegebene Zeit- und Kostenvergleich zur Erstellung einer topographischen Karte 1 : 50 000 über die Möglichkeiten terrestrische Aufnahme, photogrammetrische Strichauswertung, Orthophotoherstellung und Auswertung von Satellitenbildern Gültigkeit hat, hängt sicher von den Qualitätsansprüchen an das Endprodukt ab. Dabei muß z. B. nur bedacht werden, daß die Satellitenphotos, die das Ausgangsmaterial für die beabsichtigte Kartenherstellung im Maßstab 1 : 50 000 sein sollen, einen Bildmaßstab von ca. 1 : 800 000 besitzen werden.

Die Beiträge des Institut Géographique National Français (IGN) zur kartographischen Aufnahme der Erde aus dem Weltraum waren Gegenstand des Referates von D. Kirsner (Paris). Bereits jetzt werden Landsat-Bilder für die Nachführung kleinmaßstäblicher Karten und geologische Interpretationsaufgaben benutzt. Bei dem künftigen Spacelab-Experiment der ESA wird Frankreich durch das IGN vertreten sein. Daneben wird in Zusammenarbeit mit CNES an dem Erderkundungssatellit SPOT gearbeitet, dessen Start für 1984 vorgesehen ist. Erwähnenswert ist bei diesem Projekt die hohe Auflösung von 10 Metern pro Bildelement und die Tatsache, daß aus Kostengründen ein dreistufiges Verfahren der Bildverarbeitung – a) ohne Korrektur, b) Rektifikation auf analogem Wege mit einem Orthoprojektor, wie dies erstmals in Wien realisiert wurde und c) einer digitalen Bildverarbeitung bloß ausgewählter Szenen – beabsichtigt ist.

Mit dem geplanten Spacelab-Projekt und der Verwendung der dabei anfallenden Photos für kartographische Nutzung beschäftigte sich I. J. Dowman (London), wobei er ähnliche Aspekte behandelte, wie dies Konecny und Kirsner vor ihm taten.

Im Schlußvortrag berichtete M. Schröder (Weßling) über einen Vorbereitungstest zur Spacelab-Mission mit der Reihenmeßkammer. Aus einer Höhe von 10,5 km wurden mit den Brennweiten  $c = 305$  und  $610$  mm und verschiedenen Film/Filter-Kombinationen am Boden ausgelegte Balkentestmuster aufgenommen. Die Ergebnisse bezüglich der Auflösung wurden erläutert und diskutiert.

Neben diesem umfangreichen Vortragsprogramm wurden an drei Nachmittagen Demonstrationen unter den Titeln: Blocktriangulation, Statoskop, Planicomp, Komparator, Kartierung und Entzerrung abgehalten. Dabei wurde den Teilnehmern ausreichend Gelegenheit geboten, die in den Kurzreferaten der Veranstalter vorgestellten und behandelten Geräteentwicklungen und Untersuchungsergebnisse eingehender kennenzulernen.

Hervorragende Organisation, eine geglückte Mischung aus Theorie und Praxis bei den Vorträgen und Demonstrationen sowie ein reichhaltiges Rahmenprogramm\*\* haben, wie dies zu

\*\* das Gelegenheit für viele fruchtbare Gespräche und Diskussionen bot.



Beginn dieses Berichtes bereits angeführt wurde, die 37. Photogrammetrische Woche zu einem vollen Erfolg werden lassen. Alle Interessenten seien noch dahingehend informiert, daß die Vorträge dieser Veranstaltung im Heft 6 der Schriftenreihe des Institutes für Photogrammetrie der Universität Stuttgart, dessen Verschickung im 1. Quartal 1980 geplant ist, veröffentlicht werden.

*Gottfried Otepka*

### **Vermessung im Zusammenhang mit dem Bau von Rohrleitungen**

Im Heft 4/1978 dieser Zeitschrift wurde ein Aufsatz gleichen Themenwortlautes von Dipl.-Ing. *Franz Wagner*, Wien, veröffentlicht. Dort heißt es unter 2.1.1 lit. b wörtlich:

**„Planliche Darstellung:**

Hier richtet sich die Meßgenauigkeit nach der Zeichengenauigkeit in den betreffenden Maßstäben. Für die Darstellung in Katasterplänen und die Eintragung des Servitutsrechtes im Grundbuch ist eine Einmessung der Leitung auf bestehende Grenzen in der Natur wertvoller als eine koordinative Aufnahme.

Um nachzuweisen, welche Grundstücke tatsächlich von der Leitung berührt werden, ist es manchmal nötig; lange gerade Strecken in der Natur im Katasterplan mit Unstetigkeitsstellen (Knick, Sprung) zu zeichnen.“

Die zitierten Ausführungen veranlassen mich, zu dem Thema einiges zu äußern.

In den letzten Jahren ist vom Bundesvermessungsdienste ein staatliches Lagefestpunktfeld von bemerkenswerter Punktdichte und hoher Qualität geschaffen worden, das allein durch die rasante instrumentelle und methodische Entwicklung der Vermessungstechnik ermöglicht wurde.

Wenn *Wagner* schreibt, daß die Einmessung der Leitung auf bestehende Grenzen – wir bezeichnen dies als Lagebeschreibung oder Topographie – wertvoller ist als die Bestimmung der konformen Koordinaten, so muß dem entgegengesetzt werden, daß sicherlich beides erforderlich ist. Den wertvolleren Teil bilden zweifelsohne aber die konformen Koordinaten, die – im Gegensatz zu Lagebeschreibungen – immer ihren unveränderten Wert beibehalten.

Die Leitungsverwaltungen begründen die Notwendigkeit der Lagebeschreibungen auf vorhandene topographische Gegenstände mit Maßzahlen damit, daß im Schadensfalle die Lage der Leitung von ungeschulten Kräften mit einfachsten Meßwerkzeugen rekonstruierbar sein müsse. Die Ansicht sei gar nicht bezweifelt, aber was ist dann, wenn die topographischen Gegenstände nicht mehr vorhanden sind oder von ihrer ursprünglichen Lage grob abweichen? Jeder, der schon Festpunkte nach Lagebeschreibungen in der Natur gesucht hat, wird bestätigen, wie rasch solche Topographien veralten und eines Tages unbrauchbar werden. Nur die Bestimmung konformer Koordinaten im Anschluß an das vom Bundesvermessungsdienste stets laufend gehaltene Lagefestpunktfeld ermöglicht jederzeit und bei den heutigen Instrumenten und Arbeitsweisen mit vertretbarem Aufwande eine Leitung exakt in der Natur wiederzufinden.

Weiter bietet sich bei dem gegenwärtigen Stande der Meß- und Rechentechnik das Verfahren an, sowohl die Leitung als auch die topographischen Gegenstände koordinativ aufzunehmen und die gewünschten Maßzahlen daraus zu berechnen. Aus dem Auslande ist ein Fall bekannt geworden, der in dieser Art behandelt wurde; da jedoch der Auftraggeber ausdrücklich erklärt hatte, die Koordinaten benötige er nicht, verblieben diese in den Akten des ausführenden Vermessungsingenieurs.

Der ferner in dem Zitate angesprochene Aspekt ist jener der Sicherung der Eigentumsgrenzen, die durch den Bau der Leitung zwangsläufig verlorengehen. Der Hinweis *Wagners* auf Unstetigkeitsstellen läßt annehmen, daß man sich bei der Wiederherstellung der Eigentumsgrenzen nach Bauende allein auf die Angaben des Katasters verläßt.

Bei aller Wertschätzung der Leistungen des Katasters weiß doch jeder Vermessungsingenieur, daß die Qualität der Katastralmappe und – wenn es sich nicht um eine graphische Mappe handelt – auch die Qualität des technischen Operates durchaus unterschiedlich ist. Nur die in den

Grenzkataster einverlebten Grundstücksgrenzen gewährleisten die einwandfreie Rekonstruktion verlorengegangener Grenzen.

Die zahlreicher vorhandenen Neuvermessungen aus der Zeit vor dem 1. Januar 1969 ermöglichen zwar eine Grenzerneuerung, jedoch mit einem je nach Art und Alter des Operates ganz wesentlich erhöhten Arbeitsaufwand, der unter Umständen zur vollständigen Unwirtschaftlichkeit führen kann. Hinzu kommt die Rechtsunsicherheit der wiederhergestellten Grenzen infolge fehlender Anerkennung, außerbüchlicher Rechtsvorgänge und Ersitzungen an Grundstücksteilen.

In weiten Teilen Österreichs aber ist die alte Meßtischmappe noch immer der einzige Nachweis der Grundstücksgrenzen. Speziell in der Steiermark, wo die Meßtischmappe in den Jahren 1818–1830 entstand, ist diese zu einer den heutigen Genauigkeitsansprüchen genügenden Wiederherstellung von Eigentumsgrenzen in rechtlicher Hinsicht unzulänglich und technisch ein nur selten dienlicher Behelf.

Im Interesse der von einem Leitungsbau betroffenen Grundeigentümer muß daher mit allem Nachdruck gefordert werden, daß die Leitungsträger vor Baubeginn eine exakte Katasteraltbestandsaufnahme des Baubereiches herstellen lassen. Es kann den durch einen Leitungsbau ohnehin von Nachteilen betroffenen Grundeigentümern darüber hinaus nicht auch noch zugemutet werden, durch eine mangelhafte Grenzwiederherstellung nach Bauende zusätzlich Schaden zu erleiden.

Es sind solche Fälle bereits eingetreten und bekannt geworden, wobei über die Höhe des Schadens und die Fehlergröße mangels eben der geforderten Katasteraltbestandsaufnahme Aussagen nicht gemacht werden können. Die fachliche Unkenntnis der Bevölkerung und der Glauben an die Wahrheit des Katasters hat solche Übel bis jetzt verdeckt.

Es schiene mir eine Aufgabe der zuständigen Behörden, wenn nicht überhaupt des Gesetzgebers zu sein, hier vorsorglich zur Sicherung des Eigentums an Grund und Boden einen Wandel herbeizuführen.

Es ist allen bekannt, kann aber nicht oft genug wiederholt werden: Grund und Boden sind nicht vermehrbar, weshalb mit diesem und den Rechten daran sorgfältig umgegangen werden sollte. Schon der stets wachsende Wert des Grundes erfordert hier eine sorgfältige und den gerechtfertigten Ansprüchen der Grundeigentümer genügende ordnungsgemäße Verwaltung.

*Wolfgang Bosse*

## **Aus der Rechtsprechung**

### **Oö. Landes-Straßenverwaltungsgesetz § 61**

Die Bewilligung, für Vorarbeiten für den Straßenbau fremde Grundstücke zu betreten, begründet auch das Recht, bei der Besorgung dieser Arbeiten (Vermessungsarbeiten), soweit dies erforderlich ist, Fahrzeuge zu verwenden.

VwGH, 28. April 1978, 1460/77

Der Bürgermeister der Marktgemeinde W. erteilte mit Bescheid der „Landesstraßenverwaltung“ gemäß § 61 Abs. 1 des Oberösterreichischen Landes-Straßenverwaltungsgesetzes 1975, LGBl. Nr. 22, „zur Vornahme der Vermessungsarbeiten für den Ausbau der Gemeindestraße“ die Bewilligung, näher bezeichnete, im Eigentum der Beschwerdeführer befindliche Grundstücke „zu betreten und zu befahren, um auf diesen die für die Projektierung erforderlichen technischen Vorarbeiten, Vermessungsarbeiten, gegen Ersatz des hiedurch verursachten Schadens auszuführen“.

Die Beschwerdeführer erachten sich, wie sich aus ihrem Vorbringen ergibt, ausschließlich dadurch in ihren Rechten verletzt, daß in dem vom Gemeinderat als Berufungsbehörde bestätigten Bewilligungsbescheid des Bürgermeisters der Ausdruck „befahren“ verwendet wurde. Zuzufolge § 41 Abs. 1 VwGG 1965 hat daher der Verwaltungsgerichtshof im vorliegenden Fall nicht zu prüfen, ob der angefochtene Bescheid etwa deshalb rechtswidrig ist, weil mit ihm die Vorstellung der Beschwerdeführer abgewiesen wurde, obwohl im gemeindebehördlichen Verfahren als Bewilligungswerber die „Landesstraßenverwaltung“ eingeschritten und dieser – im Widerspruch zu § 69 LStVG 1975, wonach die Verwaltung der Verkehrsflächen der Gemeinde den Gemeinden obliegt – die im § 61 leg. cit. über „Ansuchen der Straßenverwaltung“ vorgesehene Bewilligung erteilt worden war.

§ 61 Abs. 1 LStVG 1975 lautet: „Über Ansuchen der Straßenverwaltung kann die im § 59 genannte Behörde, um Vorarbeiten für den Bau einer im § 8 Abs. 1 Punkt 1 bis 4 genannten Straße oder für deren Umgestaltung zu ermöglichen, die Bewilligung erteilen, fremde Grundstücke zu betreten und auf diesen die nötigen Grunduntersuchungen sowie sonstige technische Arbeiten gegen Ersatz des hierdurch verursachten Schadens auszuführen. Die Behörde entscheidet auch über Einwendungen gegen die Zulässigkeit einzelner Handlungen und über die Höhe der Schadloshaltung für verursachte Schäden (§ 1323 ABGB).“

Diese Gesetzesstelle ermächtigt zu einer Beschränkung des Eigentums auf öffentlicherrechtlicher Grundlage. Bei Bedachtnahme auf den vom Gesetzgeber ausdrücklich genannten Zweck der Eigentumsbeschränkung, Vorarbeiten für den Bau einer Straße oder für deren Umgestaltung zu ermöglichen, bietet sie keinen Anhaltspunkt für die Auslegung, daß bei der Bestimmung des Umfanges der darin vorgesehenen Bewilligung Vorschriften des Zivilrechtes, etwa über die Dienstbarkeiten des „Fußsteiges“ oder des „Fahrweges“ (§ 492 ABGB), heranzuziehen wären. Der Verwaltungsgerichtshof teilt vielmehr den Standpunkt der belangten Behörde insofern, als die Bewilligung, „fremde Grundstücke zu betreten und auf diesen die nötigen Grunduntersuchungen sowie sonstige technische Arbeiten . . . auszuführen“, schon nach dem Verständnis, das sich „aus der eigentümlichen Bedeutung der (wiedergegebenen) Worte in ihrem Zusammenhange“ (§ 6 ABGB) ergibt, auch das Recht begründet, bei der Besorgung dieser Arbeiten, soweit dies nach den Umständen erforderlich ist, Fahrzeuge zu verwenden. In diesem Sinne ist der Auffassung der belangten Behörde, derzufolge unter „Betreten“ im Sinne des § 61 LStVG 1975 „die nach der Art der erforderlichen Vorarbeiten technisch bedingte und notwendige Inanspruchnahme fremden Grundes“ zu verstehen sei, beizupflichten.

Da die normative Aussage eines Bescheides im Zweifel an den gesetzlichen Vorschriften, in deren Vollziehung der Bescheid erlassen wurde, zu messen ist, wurde durch die Fassung des Spruches des erstinstanzlichen Bescheides, der auf die Bewilligung, die Grundstücke „zu betreten und zu befahren“, lautet, Rechte der Beschwerdeführer nicht verletzt. Durch die Bezeichnung der Art der bewilligten Vorarbeiten (Vermessungsarbeiten) hat die Gemeindebehörde, auch in diesem Zusammenhang folgt der Verwaltungsgerichtshof den Darlegungen der belangten Behörde, zugleich den gesetzlich zulässigen Umfang des „Betreten“ und damit des „Befahrens“ bestimmt.

Da die Notwendigkeit, im Zusammenhang mit Vermessungsarbeiten auf den betroffenen Grundstücken – etwa zur Beförderung von Geräten – Fahrzeuge zu verwenden, nicht von vornherein ausgeschlossen werden kann, ist in dem Umstand, daß die Behörde diese Frage im Verwaltungsverfahren aus eigenem nicht erörterte, kein entscheidungswesentlicher Verfahrensmangel gelegen, zumal im Zweifelsfall gemäß § 61 Abs. 1 zweiter Satz LStVG 1975 die Entscheidung der Behörde über die Zulässigkeit einzelner Handlungen eingeholt und daher auch ein überflüssiges Befahren des Grundstückes verhindert werden kann.

### Öö. Landes-Straßenverwaltungsgesetz § 8 Abs. 1 Z. 2, § 9 Abs. 1, § 57

#### Neuanlage oder Verlegung von Bezirksstraßen

VfGH, 1. Juli 1978, B 431/77

1. Die Neuanlage oder Verlegung von Bezirksstraßen (§ 8 Abs. 1 Z. 2 Oö. LStVG) bedarf mehrerer Rechtsakte:

a) Zunächst ist nach § 9 Abs. 1 die Straße als Bezirksstraße zu erklären. Diese sogenannte „Einreichungsverordnung“ (eine Rechtsverordnung der Landesregierung) ist Voraussetzung für die Zulässigkeit des Straßenbau- und Enteignungsverfahrens nach den §§ 57ff LStVG.

Mit dieser Einreichungsverordnung drückt der Ordnungsgeber die Absicht aus, eine Straße mit einem bestimmten Verlauf zu errichten und diese nach Fertigstellung dem öffentlichen Verkehr als Straße einer bestimmten Gattung zu widmen. Die Erklärung einer zu errichtenden Straße als Bezirksstraße setzt voraus, daß die Herstellung der Straße im öffentlichen Interesse gelegen ist. Für eine derartige Einreichungsverordnung bestehen weiters jene Schranken, die sich aus der für diese Straßengattung geltenden Begriffsbestimmung des § 8 Abs. 1 Z. 2 LStVG ergeben. Die Einreichungsverordnung hat zwar den Verlauf der Straßentrasse in groben Zügen festzulegen, aber die Detailfestlegung dem Verfahren nach dem §§ 57ff LStVG zu überlassen.

Aus § 9 Abs. 1 LStVG ergibt sich nicht, daß die mit einer einheitlichen Bezeichnung (Name oder Nummer) versehene Straße von einer einzigen Verordnung erfaßt werden müßte. Es ist dem Ordnungsgeber freigestellt, welche Verkehrsflächen er mit einer bestimmten Verordnung in eine bestimmte Straßengattung einreicht, sofern dies nur mit dem Planungszweck vereinbar ist. Es ist zulässig, den Inhalt derartiger Verordnungen im Wege einer zeichnerischen Darstellung (Plan) zum Ausdruck zu bringen.

b) Nach Durchführung des in § 57 geregelten Verfahrens („Vorverfahren“) hat dem § 57 Abs. 4 zufolge die Landesregierung mit Bescheid („Straßenbaubescheid“) die näheren Bedingungen festzusetzen.

Der Straßenbaubescheid setzt gemäß § 57 Abs. 4 LStVG die Bedingungen fest, welche bei der Ausführung der beabsichtigten Straßenbauten vom Standpunkt des öffentlichen Interesses und der mit diesem nicht im Widerspruch stehenden Interessen der Beteiligten zu erfüllen sind.

c) Nach § 58 Abs. 1 besteht auf Grund der im „Vorverfahren“ nach § 57 vorgenommenen Feststellungen unter den dort genannten Voraussetzungen ein Anspruch auf Enteignung durch Bescheid der Landesregierung.

Eine Enteignung für die Neuanlage oder die Verlegung einer Bezirksstraße darf gemäß § 58 Abs. 1 LStVG nur dann bewilligt werden, wenn die zu enteignenden Grundstücke für die Durchführung des projektierten Trassenbaues erforderlich sind und wenn diese Grundstücke nicht auch auf andere Weise als durch Enteignung beschafft werden können.

*Christoph Twaroch*

## Personalnachrichten

### Technische Universität Wien

Folgende Kandidaten haben am 3. 12. 1979 die II. Diplomprüfung bzw. Staatsprüfung für Vermessungswesen bestanden: Peter Belada, Leopold Strenn, Gerhard Simper, Thomas Wunderlich und Norbert Erkingler.

### Technische Universität Graz

Zum Herbsttermin 1979 haben folgende Kandidaten die II. Diplom- bzw. Staatsprüfung mit Erfolg abgelegt: Günther Lorber, Helmut Mayrhofer, Viktor Zill und Walter Klostius.

## Dipl.-Ing. Dr. h. c. Hans Härry †

Der eidgenössische Vermessungsdirektor i. R. Dipl.-Ing. Dr. h. c. *Hans Härry*, Ehrenmitglied des Österreichischen Vereines für Vermessungswesen und Photogrammetrie, ist im Jänner 1980 im 85. Lebensjahr verstorben und wurde am 22. Jänner 1980 in Bern bestattet.

Härry war immer ein aufrichtiger Freund der österreichischen Geodäten und hat diese und das österreichische Vermessungswesen in hervorragender Weise unterstützt.

Schon vor dem Jahre 1938 hat Härry die enge Zusammenarbeit zwischen dem schweizerischen und dem österreichischen Vermessungswesen in die Wege geleitet. Nach dem Jahre 1945 hat Härry die Wiederintegration der österreichischen Geodäten in die internationale Fachwelt und insbesondere die Aufnahme Österreichs in die Internationale Vereinigung der Vermessungsingenieure maßgeblich gefördert.

Am 25. Jänner 1949 wurde Härry als Nachfolger von Dr. h. c. J. Baltensperger mit der Leitung der schweizerischen Grundbuchvermessung betraut. Härry hatte zu diesem Zeitpunkt bereits langjährige Erfahrung bei der Anwendung der Aerophotogrammetrie für die Aufnahme der schweizerischen Gemeinde-Übersichtspläne und führte auf Grund dieser Erfahrungen die Luftphotogrammetrie für die Herstellung der Katasterpläne ein.

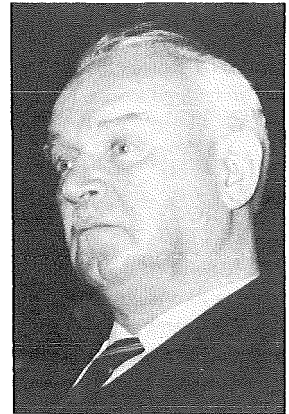
Die Ideen Härrys beeinflussten auch das österreichische Vermessungswesen sowohl auf dem technischen als auch auf dem legislativen Sektor. Für seine Verdienste um die Zusammenarbeit zwischen dem schweizerischen und den österreichischen Geodäten verlieh ihm der damalige Österreichische Verein für Vermessungswesen – der Vorgänger des derzeitigen Österreichischen Vereines für Vermessungswesen und Photogrammetrie – in der 17. ordentlichen Hauptversammlung am 11. April 1950 als sechstem Geodäten und erstem Ausländer die Ehrenmitgliedschaft.

In Anerkennung seiner Verdienste um die schweizerische Grundbuchvermessung wurde Härry im Rahmen der Hundertjahrfeier der Polytechnischen Schule der Universität Lausanne im Jahre 1953 das Ehrendoktorat verliehen. Im selben Jahr verlieh ihm auch der Deutsche Verein für Vermessungswesen die Ehrenmitgliedschaft. Am 31. Dezember 1960 ist Härry wegen Erreichung der Altersgrenze in den dauernden Ruhestand getreten.

Um aber nicht nur des Geodäten, sondern auch des Menschen Härry zu gedenken, seien die Worte in Erinnerung gerufen, die Altpräsident Dipl.-Ing. Lego anlässlich des 60. Geburtstages von Härry am 16. November 1955 in der damaligen Österreichischen Zeitschrift für Vermessungswesen veröffentlicht hatte:

*„Seine mit Energie geladene Persönlichkeit strömt jugendliche Kraft, selbstbewußte Zielsicherheit und mitreißende Überzeugungskraft aus. Fest steht er auf der Erde und ihren Gegebenheiten, hingeeben der strengen Erfüllung seiner Aufgaben, begabt zum überlegenen Menschenführer und vorausschauenden Organisator. Wer aber näher zusieht, erfreut sich auch an der musischen Komponente seines sonst so pflichtgebunden erscheinenden Wesens – nicht zufällig ist er der Sohn eines Bildhauers. Das lebenskünstlerische Gestalten seines privaten Lebens, die weitgespannte Gastlichkeit seines Hauses, sein glänzender, oft dichterischer Briefstil, seine Liebe zur Musik und zur schönen Natur, die er noch immer auf Skiern und festen Bergschuhen durchwandert, geben dem rechnenden und messenden Techniker die lebenswürdige Note, derentwegen man nicht gerne Abschied nimmt von seinem gastlichen Hause.“*

Das österreichische Vermessungswesen trauert um einen echten Freund und Förderer und verbindet mit dieser Trauer Gefühle tiefer Anteilnahme für die Hinterbliebenen und die schweizerische Kollegenschaft. Die Bemühungen vom eidgenössischen Vermessungsdirektor i. R. Dipl.-Ing.

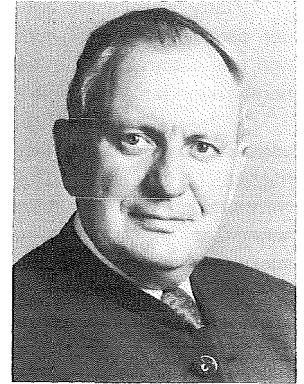


Dr. h. c. Hans Härry um die internationale Zusammenarbeit der Vermessungsingenieure, seine hervorragende Persönlichkeit und sein großes Fachwissen haben so tiefe Eindrücke hinterlassen, daß der Österreichische Verein für Vermessungswesen und Photogrammetrie seinem verdienten Ehrenmitglied stets ein ehrendes Andenken bewahren wird.

*Friedrich Hrbek*

#### **Baurat h.c. Dipl.-Ing. Wolfgang Bosse – 65 Jahre**

Baurat h. c. Dipl.-Ing. Wolfgang Bosse, Ingenieurkonsulent für Vermessungswesen, hat am 1. November 1979 sein 65. Lebensjahr vollendet. Der Österreichische Verein für Vermessungswesen und Photogrammetrie und wohl alle, die ihn als Menschen und Kollegen kennen, entbieten ihm aus diesem Anlaß ihre herzlichsten Glückwünsche. Es ist dies gleichzeitig ein Anlaß, rückblickend dieses Kollegen zu gedenken, der unermüdlich seit einer Reihe von Jahren hindurch sich um die Geltung des Berufsstandes bemüht, die ihm ein echtes Anliegen ist.



Wolfgang Bosse wurde 1914 in Jena geboren. Obwohl frühzeitig Waise, da sein Vater im Weltkrieg 1916 als Soldat gefallen war, absolvierte er in Meiningen das Gymnasium und studierte nach Ableistung des Arbeitsdienstes und einer gesetzlichen Vorpraxis beim Thüringischen Katasteramt in Hildburghausen ab Herbst 1936 an der Rheinischen Friedrich-Wilhelm-Universität in Bonn Vermessungswesen und Kulturtechnik. Sein Studium beendete er im März 1940 in der Fachrichtung Vermessungswesen an der Technischen Hochschule in München.

Anschließend war er als wissenschaftlicher Assistent bei Professor Harbert am Institut für Vermessungskunde an der Technischen Hochschule in Braunschweig tätig.

Ab Jänner 1941 war Dipl.-Ing. Bosse als Vermessungsreferendar in Magdeburg, Stendal und schließlich beim Kulturamt in Nordhausen sowie beim Amtsgericht in Magdeburg tätig.

Anfang 1942 wurde Bosse als Soldat zur Flak-Artillerie einberufen und war vorwiegend mit seiner Einheit im Osten eingesetzt. Nach Kriegsende geriet er in russische Gefangenschaft, konnte jedoch fliehen, war schließlich bis 1948 in Meiningen und Mecklenburg als Vermessungsingenieur in seinem Fachgebiet tätig und daneben mit wissenschaftlichen Aufgaben befaßt.

Bosse hatte 1942 in Graz geheiratet. Nachdem alle seine Versuche, von einem der vier Vertreter in der Alliierten Kontrollkommission in Berlin ein Ausreisevisum zu erhalten, gescheitert waren, begab er sich schließlich 1948 ohne ein solches zu seiner in Graz lebenden Familie. Hier fand er bald Anstellung bei einem Ziviltechniker. Seit 1. September 1954 ist Dipl.-Ing. Bosse in Graz als Ingenieurkonsulent für Vermessungswesen selbständig tätig.

Außer den Aufgaben, wie sie der Beruf auf dem Gebiet des Katasterwesens routinemäßig bringt, hat sich Bosse besonders Aufgaben der Ingenieurgeodäsie zugewendet. Im Zuge der Planung und Ausführung von Autobahnen und Ingenieurbauwerken im Bereich unserer Alpen hat er sich beispielsweise mit Vermessungen an etwa 100 Brückenobjekten befaßt. Jeder Geodät weiß, mit welcher Verantwortung und Fachkenntnis solche Absteckungen im Gebirge verbunden sind und welche hohe Genauigkeit zwingend erreicht werden muß, wenn große Brückentragwerke etwa im Taktchiebeverfahren gebaut werden. Ein weiteres Spezialgebiet von ihm sind die vermessungstechnischen Probleme, die mit der Projektierung und dem Bau von Richtfunkverbindungen zusammenhängen, ein für einen Geodäten sehr reizvolles und abwechslungsreiches Aufgabengebiet.

Neben dem vorausgegangenen Aufbau seiner Kanzlei nach dem Kriege und der Gründung seiner Existenz hat sich Bosse schon seit längerer Zeit in wachsendem Maß Problemen unseres Berufsstandes zugewendet. Schon frühzeitig erkannte er die besondere Bedeutung der Konsolidierung des Berufsstandes des österreichischen Ziviltechnikers und damit auch des Ingenieurkonsulenten für Vermessungswesen.

Entsprechend seiner regen Mitarbeit an beruflichen Problemen wurde Bosse schon 1961 als Mitglied des Kammervorstandes der Ingenieurkammer für Steiermark und Kärnten zum Sektionspräsidenten gewählt und war überdies von 1969 bis 1978 Vizepräsident der Ingenieurkammer für Steiermark und Kärnten.

Das Ingenieurkammergesetz 1969 brachte die Zusammenfassung der Ingenieurkammern Wien, Linz, Graz und Innsbruck in eine Bundesingenieurkammer. Gleichzeitig bestimmt in deren Rahmen das Gesetz fakultativ die Schaffung von Bundesfachgruppen, die jeweils von Delegierten der Länderkammern beschickt werden. Die Bundesfachgruppe für Vermessungswesen hat die Aufgabe, sich mit Standesproblemen der Ingenieurkonsulenten für Vermessungswesen zu befassen.

Über Antrag aus dem Kreis seiner engeren Berufskollegen erklärte sich 1970 Dipl.-Ing. Bosse bereit, als erster die Funktion des Obmannes der Bundesfachgruppe Vermessungswesen zu übernehmen.

Wengleich die sehr mannigfachen Aufgaben in der Bundesfachgruppe von acht Delegierten bearbeitet werden, so trägt doch die Hauptlast jedenfalls der Vorsitzende. Häufig sind es Probleme, die auch die Verwaltung betreffen, wie sie im Rahmen des Bautenministeriums dem Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen übertragen ist.

Ein wesentliches Verdienst Bosses besteht darin, daß er die Kontakte zu den freischaffenden Vermessungsingenieuren in der Bundesrepublik Deutschland und der Schweiz vertieft hat. Ferner hat er zu den französischen Géomètres-Experts Beziehungen angebahnt, die deshalb von besonderem Interesse sind, weil dort – gleich wie in Österreich – eine Standesvertretung auf gesetzlicher Basis besteht. Nicht zuletzt ist es in Anbetracht eines zukünftigen vereinigten Europas wichtig, daß die einander entsprechenden Berufe verschiedener Länder zeitgerecht zueinander finden. Kollege Bosse hat in uneigennütziger Weise und bei Hintansetzung persönlicher Interessen, seit er die Bundesfachgruppe leitet, viel Zeit für diese Idee geopfert.

Seit Gründung der Bundesfachgruppe ist es auch in ganz erheblichem Maße seiner Initiative zuzuschreiben, daß jährlich eine „Gesamtösterreichische Tagung der Ingenieurkonsulenten für Vermessungswesen“ reihum in verschiedenen Bundesländern stattfindet, die bei der Kollegenschaft großes Interesse findet, wie dies die rege Teilnahme zeigt.

Er ist seit 1973 Lehrbeauftragter der Technischen Universität Graz für das Fach „Ziviltechnikerwesen“ und hat als solcher ein ausführliches Skriptum verfaßt, das nicht nur dem Studieren, sondern auch dem ausübenden Ziviltechniker wertvolle Dienste leistet. Überdies ist er als Mitglied der Prüfungskommission für die Ziviltechnikerprüfung beim Amte der Steiermärkischen Landesregierung und Mitglied des ÖNORM-Ausschusses „Vermessungswesen und Plandarstellung“ tätig.

Mögen dem Jubilar noch viele Jahre voller Schaffenskraft beschieden sein, die ihm ermöglichen, seinen Beruf auszuüben und sich für seinen Berufsstand auch weiterhin erfolgreich einzusetzen.

*Erich Meixner*

**Universität Wien**

Rat Dipl.-Ing. Helmut Meckel erhielt am Institut für Geographie den Lehrauftrag für die „Einführung in die Landesvermessung und Topographie“.

Die **Schweizer Gesellschaft für Photogrammetrie** wählte während ihrer 52. Hauptversammlung am 19. Mai 1979 in Bern den stellvertretenden Direktor des Bundesamtes für Landes-topographie, Herrn *R. Knöpfli*, zu ihrem neuen Präsidenten. Der Österreichische Verein für Vermessungswesen und Photogrammetrie gratuliert zu dieser ehrenvollen Wahl herzlichst.

**Ehrung:** An Herrn o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. *Hans Schmid* wurde am 22. November 1979 das Goldene Ehrenzeichen für Verdienste um das Land Wien verliehen. Der Österreichische Verein für Vermessungswesen und Photogrammetrie gratuliert herzlichst.

### Ehrungen

Während der feierlichen Eröffnung des 63. Deutschen Geodätentages in Hamburg wurde der frühere Präsident der FIG von 1976 bis 1978, M. Sc. Dr.-Ing. *Carl-Olof Ternryd*, „in dankbarer Würdigung seiner Verdienste um die internationale Zusammenarbeit auf allen Gebieten des Vermessungswesens“ zum Ehrenmitglied des Deutschen Vereines für Vermessungswesen ernannt.

Ministerialdirigent a. D. Prof. Dr.-Ing. *Franz Xaver Graf*, früherer Leiter der Vermessungsverwaltung im Bayrischen Staatsministerium für Finanzen, wurde das Verdienstkreuz I. Klasse des Verdienstordens der Bundesrepublik Deutschland verliehen.

Der Österreichische Verein für Vermessungswesen und Photogrammetrie gratuliert den Geehrten herzlichst!

### Carl-Pulfrich-Preis 1979

Zur Erinnerung an Professor Dr. *Carl Pulfrich* und seine geodätischen und photogrammetrischen Arbeiten wurde 1968 von Carl Zeiss Oberkochen der gleichnamige Preis gestiftet und ab 1969 im vorgeschriebenen Zweijahresrhythmus, insgesamt fünfmal, verliehen.

Der Carl-Pulfrich-Preis 1979 wurde Dipl.-Math. *Hermann A. Klein* in Anerkennung seines Beitrages zur Entwicklung und Implementierung von Programmsystemen zur Aerotriangulation mittels Groß- und Minirechnern zuerkannt.

Der Preis wurde anlässlich des 63. Deutschen Geodätentages im Rahmen der Eröffnungsveranstaltung am 12. September 1979 im Kongreßzentrum Hamburg von Prof. Dr.-Ing. *Hans-Karsten Meier* für die Firma Carl Zeiss überreicht.

## Veranstaltungskalender und Vereinsmitteilungen

### Symposium „Photogrammetrie im Dienste der Architektur, Denkmalpflege, Archäologie und Kunstwissenschaft“

Dieses Symposium, das gemeinsam von der Akademie der bildenden Künste, dem Bundesdenkmalamt und dem Institut für Photogrammetrie der Technischen Universität Wien veranstaltet wird, findet anschließend an die CIPA-Jahresversammlung (14.–16. Sept. 1981) in der Wiener Akademie der bildenden Künste vom 16. bis 19. Sept. 1981 statt.

**Zielsetzung:** Das Symposium und die zugehörige Ausstellung sollen die Möglichkeiten aufzeigen, die die Photogrammetrie zur Erforschung und Erhaltung des kulturellen Erbes heute leisten kann. Es soll die ergänzende Zusammenarbeit zwischen dem Hersteller der photogrammetrischen Unterlagen und dem Anwender (Restaurator, Denkmalpfleger, Archäologen, Urgeschichtler, Kunstwissenschaftler) anhand von durchgeführten Projekten erläutert werden. Außerdem soll gezeigt werden, welche Möglichkeiten die Photogrammetrie für den bildenden Künstler, insbesondere den Architekten, bietet.



**Ausstellung:** Die Ausstellung soll den Weg dokumentieren, wie der Anwender auf Grund der photogrammetrischen Unterlagen seine Probleme gelöst hat. Den Anmeldungen der Exponate, die an die Anschrift Prof. Dr. H. Kortan, Schillerplatz 3, A-1010 Wien, bis spätestens **1. Mai 1980** erbeten sind, ist eine Kurzbeschreibung der Problemstellung und der Durchführung hinzuzufügen. Außerdem ist eine knappe Beschreibung der Exponate (Maße, Material, Darstellung usw.) erwünscht. Die Exponate müssen bis spätestens 15. Mai 1981 an der Akademie der bildenden Künste eingelangt sein.

**Ablauf des Symposiums:** 16. September 1981, 14.00 Uhr: Eröffnung, Begrüßungsreden, Festvortrag.

17. und 18. September 1981: Präsentation und Erläuterung der durchgeführten und ausgestellten Projekte. Mit Beginn jeder vollen Stunde werden zwei bis drei Autoren, vorwiegend von der Anwenderseite kommend, im Rahmen eines Kurzvortrages von jeweils fünf Minuten, ihr Problem vorstellen und die Lösung mit Hilfe der Photogrammetrie andeuten. Anschließend werden die Autoren vor ihrem Exponat die spezifischen Details erläutern, wobei sie in der Regel der Hersteller (Photogrammeter) unterstützt und für technische Fragen zur Verfügung steht.

Der Kurzvortrag kann in Deutsch, Englisch oder Französisch gehalten werden. Um die Symposiumsteilnehmer mit Unterlagen versorgen zu können, muß jeder Autor von seinem Vortrag eine ein bis drei Seiten umfassende Kurzbeschreibung in mindestens zwei Sprachen bis spätestens 1. Juni 1981 vorlegen. Diese Kurzfassungen sind zu senden an:

Institut für Photogrammetrie  
der Technischen Universität Wien  
Gußhausstraße 27–29, A-1040 Wien

**Veröffentlichungen:** Die Begrüßungsansprachen, der Festvortrag, die Kurzfassungen der Autoren und das Ergebnis der Gespräche vor den Exponaten der Aussteller werden im Anschluß an das Symposium veröffentlicht und den Symposiumsteilnehmern zugesandt.

**Kosten:** Die Ausstellungsflächen werden den Autoren kostenlos zur Verfügung gestellt. Firmen, die photogrammetrische Geräte und Photomaterial herstellen, wird ein Finanzierungsbeitrag für das Symposium von S 200,— je Quadratmeter Ausstellungsfläche berechnet.

Die Unkosten für das Symposium einschließlich der Tagungsunterlagen und der genannten Veröffentlichung beträgt je Teilnehmer S 700,—.

### Space Geodesy and its Applications

In Zusammenarbeit mit dem „Institut Geographique National“ – IGN – veranstaltet das „Centre National d'Etudes Spatiales“ vom 18. bis 21. November 1980 in Cannes (Frankreich) ein internationales Symposium über „Space Geodesy“.

Das Symposium, das unter anderem auch von der „International Association of Geodesy“ – IAG – unterstützt wird, soll vor allem den Erfahrungsaustausch zwischen den mit einschlägigen Problemen befaßten Wissenschaftlern ermöglichen.

Das vorläufige Programm der Tagung umfaßt folgende Schwerpunkte:

- Techniken und Instrumentation
- Bestimmung des Schwerfeldes
- Kombination von Satelliten- und terrestrischen Daten
- Positionsbestimmung
- Zeitbestimmung und relativistische Probleme
- Dynamik der Erde, Gezeiten und Erdrotation
- Tektonische Bewegungen
- Atmosphäre und Ozean
- Physik der Planeten

Beiträge (submitted papers) wären dem Veranstalter bis 15. April 1980 zu unterbreiten.

Anschrift: Centre National d'Etudes Spatiales, 18, avenue Edouard Belin, 31055 Toulouse Cedex.

### Geodätische Informationstage 1980

Die Institute für „Allgemeine Geodäsie“, „Kartographie und Reproduktionstechnik“, „Landesvermessung“ und „Photogrammetrie“ der Technischen Universität Wien veranstalten vom 15. bis 17. Oktober 1980 die Geodätischen Informationstage 1980. Dabei sollen die Ergebnisse der praxisbezogenen Forschungsarbeiten der vier Institute einem größeren Interessentenkreis zugänglich gemacht werden. Die Veranstaltung richtet sich sowohl an die im Berufsleben stehenden Praktiker als auch an Angehörige von Lehr- und Forschungsstätten.

Die vier veranstaltenden Institute haben folgendes Programm zusammengestellt:

#### *Institut für Kartographie und Reproduktionstechnik*

1. *Hochgebirgskartographie.*
  - 1.1 Eine Methode zur raschen und wirtschaftlich günstigen Herstellung von Orthophotokarten aus Gletschergebieten; gezeigt am Beispiel der *Orthophotokarte Hochstuba* 1 : 10 000.
  - 1.2 Die Gestaltung *großmaßstäblicher topographischer Karten aus dem Hochgebirge*, gezeigt an Karten 1 : 5000 aus der Großglocknergruppe: „Von der photogrammetrischen Auswertung zur topographischen Karte“.
  - 1.3 Die *Gestaltung vielfarbiger thematischer Karten aus dem Hochgebirge*: Vegetations- und Bodenkarte 1 : 2500, 1 : 5000 und 1 : 25000 aus den Hohen Tauern.
  - 1.4 Die Schaffung *geodätischer und kartographischer Meßunterlagen für die Glaziologie* (Bericht über 5 Jahre Meßarbeiten am Untersulzbachkees, Großvenediger).
2. *Raumplanungskartographie.*
  - 2.1 Die Herstellung von *Orientierungs-Stadtplänen* aus Kataster- und Luftbildunterlagen.
  - 2.2 Die Vervielfältigung mehrfarbiger verkleinerter Raumplanungsdarstellungen auf der topographischen Grundlage von Orientierungsplänen und von Orthophotos, gezeigt am Beispiel der *Flächenwidmungspläne* von St. Pölten, Krems und Perchtoldsdorf.
3. *Reproduktions- und Drucktechnik.*
  - 3.1 Die Reproduktion und der Druck von Hochgebirgsorthophotokarten.
  - 3.2 Die Reproduktion vielfarbiger thematischer Karten in kurzer Skala nach dem Verfahren der Rasterabstufung mit variierenden Belichtungszeiten.

#### *Institut für Landesvermessung*

1. *Laserzielhilfe in der Landesvermessung.*
2. *Ermittlung des repräsentativen Brechungsindex in der EDM.*
  - 2.1 *Meteorologische Datenerfassung* (Meßdaten, automatische Registrierung, Fesselsonde mit Fernübertragung, Gradientenmessung, Strahlenbilanzmessung).
  - 2.2 *Auswertung und Interpretation der meteorologischen Daten* (Digitalisierung, Filterung der met. Daten, met. Profile bei verschiedenen atmosphärischen Zuständen, Berechnung des repräsentativen Brechungsindex mittels Monin-Obuchow-Methode, Genauigkeitsfragen hinsichtlich Weiterverwendung bei Reduktion langer elektronischer Strecken).
3. *Demonstration auf Meßdach zur met. Meßtechnik und Laserzielhilfe.*
4. *Ausgleichsrechnung.*
  - 4.1 *Verwendung der Matrizenrechnung in der Ausgleichsrechnung* (Einführung mit einfachen Beispielen).
  - 4.2 *Gesichtspunkte beim Ausgleich geodätischer Netze* (Genauigkeit, Zuverlässigkeit, Optimierung, Fehler der Festpunkte, singuläre Netze, Beispiele u. a. Retrig, Erkennen von Fehlern und Bewegungen).

- 4.3 *Statistische Testtheorie* (Vertrauensbereiche, Fehler 1. und 2. Art, Planung der Meßgenauigkeit).

*Institut für Allgemeine Geodäsie*

1. *HP 41-C*: Einführung in die Programmierung und in die erstellte Geodäsiesoftware.
2. Einführung in die Programmiersprache *Basic*.
3. *Olivetti P 6060, Commodore CBM 3000*: Einführung in die vorhandenen geodätischen Programmsammlungen und Erstellung von eigenen Geodäsieprogrammen.
4. Einführung in die *Interferometrie* mit praktischer Demonstration.
5. *Elektronische Tachymetrie* (Zeiss, Kern, Wild): Geräte, Meßverfahren, Datenfluß.

*Institut für Photogrammetrie*

1. *Interaktives Bündelausgleichungsprogramm unter Einbeziehung fiktiver Beobachtungen* (Mathematischer Ansatz, Kommandosprache für den interaktiven Betrieb, Präsentation von Beispielen, insbesondere Rekonstruktion von Verkehrsunfällen aus Amateuraufnahmen).
2. *Geländehöhendatenbank und Orthophotographie.*
  - 2.1 *Konzept und Programmierung* einer großräumigen Geländehöhendatenbank mit Demonstration des dazugehörigen Informationssystemes.
  - 2.2 Ein neues Peripherieprogramm zur Geländehöhendatenbank für die *digital gesteuerte Orthophotoproduktion*.
  - 2.3 *Automatische Kartierung* der für die Orthophotographie digitalisierten und in der Geländehöhendatenbank gespeicherten *Höhenlinien*.
  - 2.4 Ein einfacher Weg vom Orthophotonegativ zur *Orthophotokarte*.
3. *Digitale Geländemodelle und digitale Höhenlinienkartierung.*
  - 3.1 Problem der *Datenerfassung* (photogrammetrische Analog- und analytische Auswertegeräte, terrestrische Datenerfassung, Kodierung, interaktive Korrektur des Datenfiles).
  - 3.2 Interpolationsverfahren, Struktur der digitalen Geländemodelle, Ausgabe von Höhenlinien, Profilen, Verschneidungslinien usw. auf verschiedene Zeichenanlagen.
4. *Aerotriangulation und computergestützte Orientierung an Analogauswertegeräten.*
  - 4.1 Rechnerische Ermittlung der *Einstelldaten* in Abhängigkeit verschiedener Aerotriangulationsvarianten und Gerätekonfigurationen.
  - 4.2 *Selbstkontrollierende photogrammetrische Auswertetechnik* (Suche grober Fehler, Zuverlässigkeitskontrolle).
5. *Projektierung von Aerotriangulationen sowie von Orthophoto- und Strichkarten.*
6. *Photogrammetrische Stadtvermessung*  
(Diskussion der Versuche „Wien“ und „Dordrecht“ der OEEPE).
7. *Analoge und digitale Rektifizierung* von MSS-Aufnahmen mit Demonstration einiger digitaler Bildausgabegeräte (Beispiele: Umweltschutz, Klimaforschung, Satellitenbildkarte).
8. *Ein Ballon als Plattform für photogrammetrische Aufnahmen* mit Demonstration.
9. *Sonderanwendungen der digital gesteuerten Differentialumbildung.*
  - 9.1 Die *Entzerrung* stark geneigter Amateur- und Meßbilder ebener Objekte und die *photographische Verebnung* von Kuppeln.
  - 9.2 Die photographische Umbildung einer *Luftfahrtkarte* von einer konformen Kegelprojektion in eine rechteckige Plattkarte.

Die Teilnehmergebühr (einschließlich Lehrgangsunterlagen) beträgt S 800,—.

Mit der Veranstaltung ist auch eine Firmenausstellung verbunden.

Die Unterlagen für die Anmeldung liegen auf beim  
 Institut für Allgemeine Geodäsie  
 der Technischen Universität Wien  
 Gußhausstraße 27–29  
 A-1040 Wien

## Buchbesprechung

*Meisenheimer, Dieter: Geodätische Instrumente. Marktübersichten und Auswahlkriterien. Elektrooptische Distanzmeßsysteme – Theodolite – Nivelliere.* Verlag Chmielorz GmbH & Co, Wiesbaden 1979. 62 Seiten, Preis DM 9,80.

Der Sonderdruck der Schriftenreihe „Der Vermessungsingenieur“ trägt der rasanten Entwicklung auf dem Gebiet des Baues geodätischer Instrumente, insbesondere der Nahbereichsentfernungsmesser, Rechnung und stellt dem Anwender Informationen und objektive Kriterien in Form der Wirtschaftlichkeitsprüfung, Zielformulierung und Bewertung als Entscheidungshilfen zur Verfügung. Die notwendigen Grundlagen bilden Marktübersichten über elektrooptische Distanzmeßsysteme, Theodolite und Nivellierinstrumente in detaillierten, übersichtlichen Tabellen nach Bauart und Genauigkeitsstufen gereiht. Als besonders informativ müssen die Kopfzeilen der Tabellen mit Abbildungen aller angeführten Instrumente bezeichnet werden. Für den vielseitigen Praktiker eine wertvolle Informationsquelle.

*Rainer Kilga*

### Adressen der Autoren der Hauptartikel

*C h e n*, Jing-Yung, Research Institute of Geodesy and Photogrammetry, Peking, China, derzeit Institut für Landesvermessung und Photogrammetrie, Technische Universität Graz, Rechbauerstraße 12, A-8010 Graz.

*E m b a c h e r*, Wilhelm, Dipl.-Ing. Dr. techn., o. Univ.-Prof., Vorstand des Institutes für Vermessungswesen und Photogrammetrie der Universität Innsbruck, Technikerstraße 13, A-6020 Innsbruck.

*L u b o w s k i*, Gerhard, Dipl.-Ing., Haydnstraße 5, A-3350 Stadt Haag.

*W a l d h ä u s l*, Peter, Dipl.-Ing. Dr. techn., a. o. Univ.-Prof., Institut für Photogrammetrie der Technischen Universität in Wien, Gußhausstraße 27–29, A-1040 Wien.

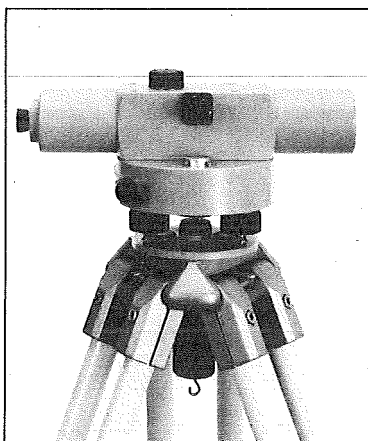
### Contents

*C h e n*, Jing-Yung: A new Determination of the Height of the World's Highest Peak.

*E m b a c h e r*, Wilhelm: Determination of the orthometric correction of the levelling from the deflections of the vertical and the disturbing potential T.

*L u b o w s k i*, Gerhard, and *W a l d h ä u s l*, Peter: Balloon-photogrammetry.

# Die Präzision des Ni 2 von 1950 wird nur von der Präzision des Ni 2 von heute übertroffen. Das beweisen mehr als 70.000 automatische Nivelliere Ni 2 von Zeiss.



Seit 1950 gilt das automatische Ingenieur- und Präzisionsnivellier Ni 2 von Zeiss als Standardinstrument für Vermessungsaufgaben.

Davon sind inzwischen weit mehr als 70000 Stück im Einsatz.

Wenn es gilt, Feinnivellements in Höhennetzen aller Ordnungen vorzunehmen, Ingenieurnivellements im Hoch- und Tiefbau oder Flächennivellements mit hoher Genauigkeit auszuführen, ist das Ni 2 von Zeiss Inbegriff für Präzision und Tempo.

Vielfältige Zusatzeinrichtungen ergänzen das Ni 2 zu dem bekannten und bewährten Universalinstrument.

Tachymetrie im flachen Gelände, optische Präzisionslotungen, Strom- und Talübergangsnivellements und Sonderaufgaben im Maschinenbau sind leicht lösbare Alltagsprobleme für das Ni 2 von Zeiss.

Fachleute kennen dieses ideale Vermessungsinstrument. Über seine Vielseitigkeit wissen sie aber oft nur wenig. Lassen Sie sich deshalb genau informieren. Fragen Sie Ihren Fachhändler oder schreiben Sie an

Zeiss Österreich Ges.m.b.H.  
A-1096 Wien, Rooseveltplatz 2,  
Tel. 0222/423601  
A-8044 Graz,  
Mariatroster Str. 172 c,  
Tel. 0316/391388  
A-5110 Oberndorf,  
Hoher Göll Straße 16,  
Tel. 06272/7201, Salzburg

**ZEISS**

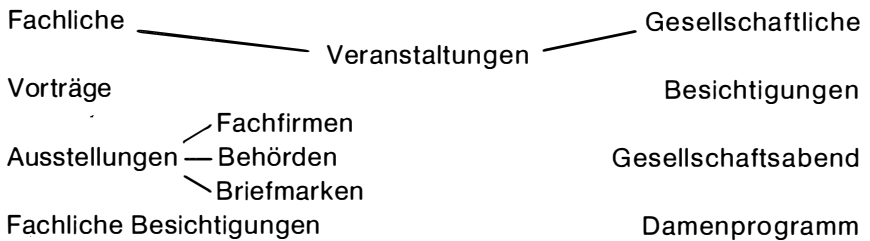
West Germany

Der Blick  
in die Zukunft

1. bis 4. September 1982

Wiener Stadthalle

66. Deutscher und 1. Österreichischer  
**GEODÄTENTAG**



Auskünfte:

Örtlicher Vorbereitungsausschuß – ÖVA (Geschäftsstelle)  
Friedrich Schmidt-Platz 3  
1082 Wien

Zu verkaufen:

**STEREOAUTOGRAPH WILD A 5**

in einsatzbereitem Zustand

Anfragen sind an die Vereinsadresse zu richten!

**Österreichische Staatskartenwerke**  
**Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen**  
**A-1080 Wien, Krotenthallergasse 3, Tel. 43 89 35**

<b>Österr. Karte 1 : 50 000 - ÖK 50</b> mit Wegmarkierungen (Wanderkarte) .....	S 42,-
<b>Österr. Karte 1 : 50 000 - ÖK 50</b> mit oder ohne Straßenaufdruck .....	S 36,-
<b>Österr. Karte 1 : 25 000</b> (Vergrößerung der Österr. Karte 1 : 50 000) - <b>ÖK 25 V</b> mit Wegmarkierungen .....	S 53,-
<b>Österr. Karte 1 : 200 000 - ÖK 200</b> mit oder ohne Straßenaufdruck .....	S 39,-
<b>Österr. Karte 1 : 100 000</b> (Vergr. der Österr. Karte 1 : 200 000) - <b>ÖK 100 V</b> mit Straßenaufdruck .....	S 53,-
<b>Generalkarte von Mitteleuropa 1 : 200 000</b>	
Blätter mit Straßenaufdruck (nur für das österr. Staatsgebiet vorgesehen) .....	S 27,-
<b>Übersichtskarte von Österreich 1 : 500 000</b>	
mit Namensverzeichnis, gefaltet .....	S 103,-
ohne Namensverzeichnis, flach .....	S 68,-
Politische Ausgabe, mit Namensverzeichnis, gefaltet .....	S 103,-
Politische Ausgabe, ohne Namensverzeichnis, flach .....	S 68,-
Namensverzeichnis allein .....	S 31,-
<b>Sonderkarten</b>	
Kulturgüterschutzkarten:	
Österreichische Karte 1 : 50 000, je Kartenblatt .....	S 121,-
Burgenland 1 : 200 000 .....	S 157,-
Österreichische Luftbildkarte 1 : 10 000, Übersicht .....	S 100,-
Katalog über Planungsunterlagen .....	S 200,-
Einzelblatt .....	S 12,-

**Neuerscheinungen**

**Österreichische Karte 1 : 25 000 V**

Blatt 39, 57, 117, 119, 195

**Österreichische Karte 1 : 100 000 V**

Blatt 48/14, 48/15

**Österreichische Karte 1 : 50 000**

172 Weißkugel	192 Feldbach	196 Obertilliach
178 Hopfgarten i. Def.	193 Jennersdorf	208 Mureck
191 Kirchbach i. Stmk.	195 Sillian	209 Bad Radkersburg

**Österreichische Karte 1 : 200 000**

Blatt 48/14 Linz	Blatt 48/15 St. Pölten	Blatt 49/17 Lundenburg
------------------	------------------------	------------------------

**Umgebungskarten**

Hohe Wand und Umgebung 1 : 50 000	Umgebung Wien 1 : 50 000
Gesäuse 1 : 50 000	Schneeberg und Rax 1 : 50 000

**In letzter Zeit berichtigte Ausgaben der österreichischen Karte 1 : 50 000**

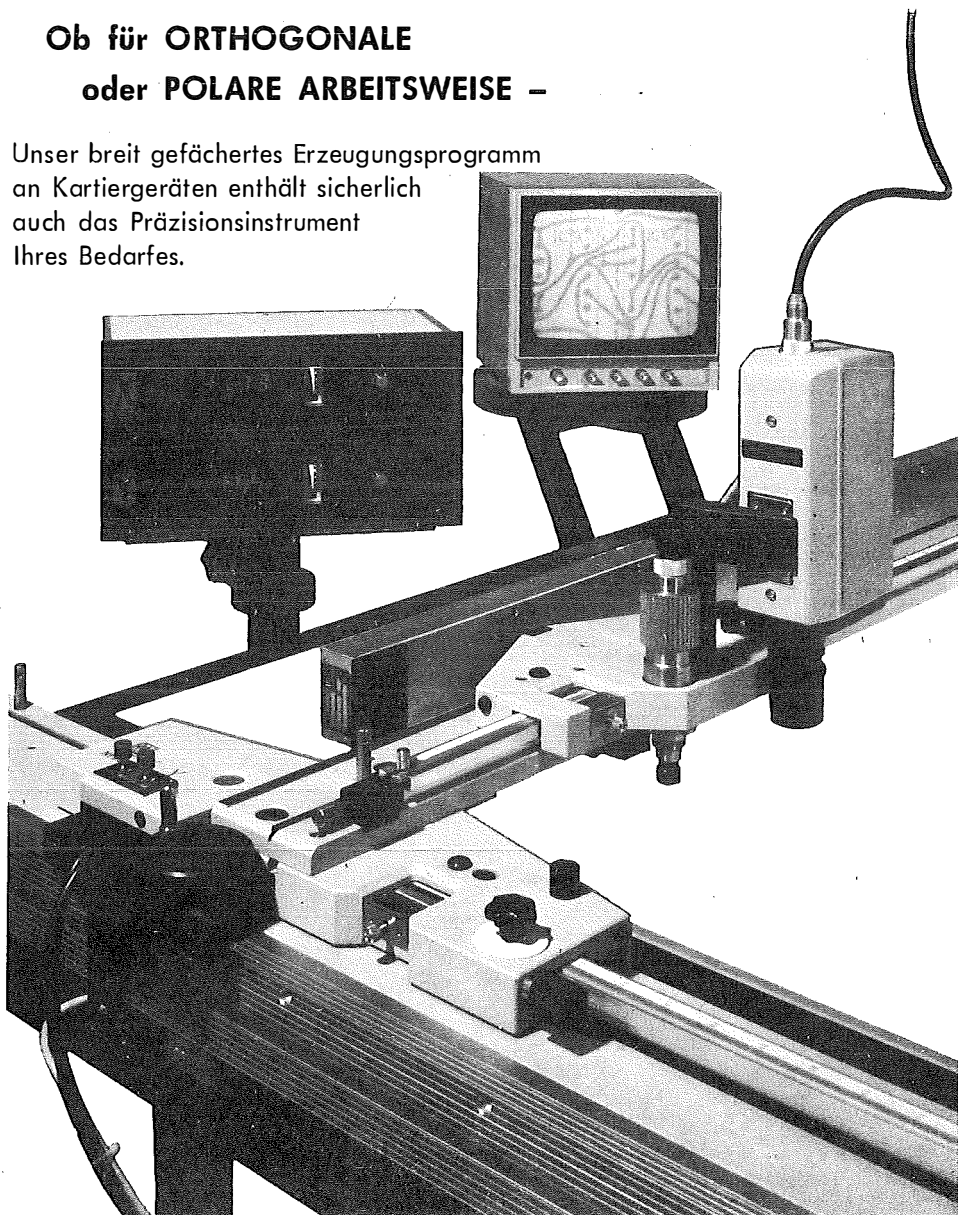
6 Waidhofen a. d. Th.	18 Weitra
7 Groß Siegharts	19 Zwettl
8 Geras	20 Gföhl
120 Wörgl	

# KOORDINATOGRAPHEN

---

Ob für ORTHOGONALE  
oder POLARE ARBEITSWEISE –

Unser breit gefächertes Erzeugungsprogramm  
an Kartiergeräten enthält sicherlich  
auch das Präzisionsinstrument  
Ihres Bedarfes.



Angebot und Prospekt direkt vom Erzeuger:

**r-a rost**

A-1151 WIEN · MÄRZSTR. 7 · TELEX: 1-33731 · TEL. 0222/92 32 31-0